



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../ GCA/2019

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil

Option : structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+8 +S-Sol) à
usage multiple**

Présenté par :

1. Mr Hamdane Oussama
2. Mr Madani Hadj Ahmed

Président :Mr. Bahar Sadek

Examineur : Mr.ZELMAT Yacine

Encadré par :Mr Keraouti Rabah

Année Universitaire : 2021 / 2022

Remerciement

Nous remercions Allah tout puissant de nous avoir accordé la santé et la

Volonté de réaliser ce modeste projet.

Un grand merci à notre encadreur Mr.Keraouti Rabah pour son aide et ces conseils judicieux durant ce travail.

Nous remercions également nos enseignants qui nous ont apportés une aide

Précieuse avec des conseils et des encouragements qui ont été bénéfiques dans la rédaction de ce mémoire.

Aussi nous ne pouvons nous abstenir d'exprimer notre reconnaissance à nos

Professeurs pour leurs apports généreux en savoir.

Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont partagé de près de

Loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail

A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études. Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

A mes frères, mes grands parents et Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A tous ceux que j'aime.

Merci !

Sommaire

Chapitre I :présentation et description de l’ouvrage caractéristiques mécaniques des matériaux	
I.1 présentation et description de l’ouvrage.....	1
I.2 caractéristique géométriques	2
I.3 conception de la structure	2
Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments structuraux –Descente de charges	
II.1 Introduction	14
II.2 Evaluation des charges et surcharges	14
II.2.1 Estimation des charges et des surcharges des planchers.....	14
II.3 Pré dimensionnement des planchers, poutres et poteaux	19
II.3.1 Pré dimensionnement des planchers	19
II.3.1.1 Plancher à corps creux	19
II.3.1.2 Plancher dalle pleine	21
II.3.2 Pré dimensionnement des poutres	22
II.3.2.1 Définition	22
II.3.2.2 Poutres principale	23
II.3.2.3 Poutres secondaire	23
II.4 Pré dimensionnement des poteaux	24
II.4.1 Les regles parasismiques (R.P.A.99.version 2003)	25
II.4.2 Condition de flambement	26
II.4.3 Descente des charges	26
II.4.4 La loi de degression	27
II.4.5 La charges d’exploitation	28
II.4.5 Calculer des poteaux	29
II.4.6 calcul du poids de la poutre principale.....	29
II.4.7 calcule du poteaux	29
II.4.8 Récapitulatifs des section des poteaux 10	35
II.4.9 Vérification etat limite ultime au flambement	37
II.5 acrotère	38
II.5.1 Détermination des sollicitations	39

II.6 Les escaliers	39
II.7 Les voiles	43

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 Introduction	45
III.2 Etude des planchers	45
III.3 Etude de plancher à corps creux (plancher terrasse accessible et étage courant).....	45
III.3.1 Introduction	45
III.3.2 Dimensionnement de la poutrelle	45
III.3.3 Ferrailage de la table de compression	46
III.3.4 Etude des poutrelles	48
III.3.4.1 Méthode forfaitaire	48
III.3.4.2 calcul des poutrelles par la méthode de Caquot	49
III.3.5 calcul des moments sur appuis	49
III.3.5.1 Cas des charges réparties	50
III.3.5.1.1 Le moment d'appui est égale à.....	50
III.3.5.2 Calcul des moments en travée.....	50
III.3.5.3 calcul des efforts tranchants	50
III.3.6 calcul des efforts tranchants	50
III.3.6.1 Différents charges des poutrelles	50
III.3.7 Récapitulatif sur les sollicitations dans les planchers	63
III.3.8 Ferrailage	64
III.3.8.1calcul du moment de la table	64
III.3.8.1.1 calcul les armatures en travee	64
III.3.8.1.2 Condition de non fragilite	65
III.3.8.1.3 Calcul les armatures en appui.....	65
III.3.9 Vérification	65
III.3.9.1 Vérification de l'effort tranchant	65
III.3.9.2 Vérification de l'espacement	67
III.3.9.3 Vérification de la flèche au niveau du plancher	67
III.3.9.4 Schéma de ferrailage	71

III.10 Etude des dalles pleines	72
III.10.1 Détermination des moments dans les panneaux	73
III.10.1.1 calcul des moments	73
III.10.1.2 calcul du ferrailage de la dalle pleine	75
III.10.1.3 Vérification de la flèche	79

Chapitre IV :Calcul des élément secondaire

IV Introduction	80
IV.1 Etude de l'acrotère	80
IV.1.1 Détermination des charges sollicitant	81
IV.1.2 Détermination de la sollicitation à l'encastrement	82
1 Excentricité de premier ordre.....	82
2 Excentricité additionnelle.....	82
3 Excentricité due aux effets de second ordre lies a déformation de la structure.....	82
IV.1.3 calcul de ferrailage	83
1 Les armatures longitudinales	83
2 Les armatures de répartition	83
IV.1.4 Vérification d'effort tranchant	84
IV.1.5 Vérification au séisme	84
IV.2 Etude des balcons	84
IV.2.1 Descente des charges	85
IV.2.2 Evaluation des charges	86
IV.2.3 calcul de ferrailage	86
IV.2.4 Vérification des contraintes	87
IV.2.5 Vérification d'effort tranchant	88
IV.2.6 Vérification de la flèche	88
IV.3 Etude d'escalier.....	90
IV.3.1 Définition	90
IV.3.2 Type d'escalier	91
IV.3.2.1 Pré dimensionnent	92
IV.3.2.2 Combinaison d'action	93

IV.3.2.3 Calcul les sollicitations	93
IV.3.2.4 Calcul de ferrailage	100
IV.3.2.7 Schéma de ferrailage	105
IV.3.3 calcul de la poutre paliere	107
IV.3.3.1 Pré dimensionnement	107
IV.3.3.2 Evaluation des charges	107
IV.3.3.3 Combinaisons fondamentales	108
IV.3.3.4 Calcul du ferrailage	109
IV.3.3.6 Vérification de la flèche	113
IV.3.3.7Schéma de ferrailage	113
IV.4 Etude de l'ascenseur	114
IV.4.1 Caractéristiques des ascenseur	114
IV.4.2 Descente de charge	115
IV.4.3 Combinaison fondamentale	117

Chapitre V : Etude sismique

V Introduction.....	126
V.1 Méthodes de calcul.....	126
V.1.1 Méthode statique équivalente.....	126
V.1.2 Méthode dynamique	128
V.2.2 Nombre de modes à considérer.....	135
V.2.3 Vérification de la période	136
V.2.4 Calcul et vérification des déplacements	136
V.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- delta	138
V.2.6 Vérification de la stabilité au renversement	140

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction	142
VI.2.1 Ferrailage des poteaux	144
VI.2.2 Détermination de la zone modale	152
VI.3 Etude des poutres	153
VI.4 Eude des voiles contreventement	164

VI.4.1 Ferrailage des trumeaux164

VI.5 Conclusion174

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction175

VII.2 Etude du mur voile périphérique175

VII.3 Etude de la fondation183

VII.3.1 Introduction 183

VII.3.2 Choix de type de fondation183

VII.3.3 Etude du radier nervuré184

Listes des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Plancher à corps creux	3
.Figure.I.2 : Briques creuses.....	4
FigureI.3 : Diagrammes contraintes-déformations du béton.....	8
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU.....	9
Figure.I.5 : Diagramme contrainte /déformation de béton ELS.....	10
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations CBA (A .2.2.2).	11

Chapitre II

Figure II.1 : plancher d'une terrasse inaccessible.....	14
Figure II.2 Plancher terrasse accessible	15
Figure.II.3 : Cloison double paroi.....	17
Figure II.4 Cloison simple paroi	18
Figure II.5 . Plancher à corps creux.....	20
Figure II.6 : Dimensions de la poutre principale est poutre secondaire.....	23
Figure II.7 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité.....	26
Figure II.8 . le poteau le plus sollicité	28
Figure.II.9 : surface afférentes du poteau N°10	29
Figure II.10 schéma d'un escalier.....	39
Figure II.11 schéma d'un escalier	40
Figure II.12 escaliers à 3 volées et 2 paliers.....	42
Figure II.13 l'escalier de rez-de-chaussée.....	44

Chapitre III

Figure. III.1:Dimensions des poutrelles;.....	45
Figure III.2: Coupe de la dalle à corps creux.....	46

Figure III 4. : Diagramme des Effort tranchants,.....	53
Figure III.5. Diagramme des moments fléchissant, M [K+N.m].....	56
Figure III.6. Diagramme des Effort tranchants, T [KN].....	57
Figure III.8: Diagramme des Effort tranchants.....	59
Figure III.9. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....	62
Figure III.10. Diagramme des Effort tranchants, T [KN].....	63
Figure III.11 armature transversal.....	66
Figure III.12. centre de graviter.....	69
Figure III.13. ferrailage des poutrelle.....	71
Figure III.14. Dimensions d'un panneau de dalle.....	72
Figure. III.15: panneau étudié.....	73

Chapitre IV

Figure.IV-1: Coupe verticale sur l'acrotère.....	81..
Figure. IV-2 : Schéma statique de l'acrotère.....	81
.Figure. IV-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	84
Figure IV-4 : Coupe sur balcon..... ;;;	85
Figure. IV.5 schéma de ferrailage du balcon.....	89
Figure. IV.6: Les éléments constitutifs d'un escalier HGER.....	90
Figure. IV.7: Coupe AA2.....	90
Figure. IV. 8 : la forme de la paillasse.....	92
Figure. IV. 9 : L'inclinaison de la paillasse2.....	92
Figure. IV. 10: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.....	94
Figure. IV. 11: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec 2 palier de repos	94
Figure IV.13: ferrailage d'escalier étage courant2..... ;;;	106
Figure.IV.14 Schéma statique de la poutre palière.....	107
Figure. IV.15: ferrailages de la poutre palière.....	114

Figure IV.16 : Schéma d'un ascenseur.....	116
Fig.IV.17. Schéma de poinçonnement.....	118
Figure IV.19 : Dimensions de la charge concentrée.....	119

Chapitre V

Figure .V.1:L'interface du Robot 2014.....	130
Figure V.2 : Le petit effet de p-DELTA.....	139
Figure V.3 : Grand effet de p-DELT.....	139
Figure V.4 : Le petit effet de p-DELTA.....	139

Chapitre VI

figureVI.1: Directions des moments et effort normal dans un poteau.....	146
Figure VI.2 : Section de ferrailage des poteaux.....	151
Figure VI.3: Schéma de la zone nodale.....	152
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	163
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondai.....	164..
Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	166
Figure VI.8 : Schéma d'un mur voile3.....	168
Figure VI.9 : Disposition des armatures verticales	171
FiguHGEre VI.10 HGE: Schéma de ferrailage de voile de contreventement.....	174

Chapitre VII

Figure VII.1 : schéma du voile périphérique.....	176
Figure VII.2: schéma statique du voile périphérique.3.....	176
Figure VII.3 : Le ferrailage du voile périphérique.	182

Figure VII.4: Semelle isolé sous poteau.	183
Figure VII.5: Schéma d'un radier nervuré.....	184
Figure VII.6: Ancrage du Bâtiment.....	187
Figure VII.7: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	188
Figure VII.8: Schéma statique de débord.....	193
Figure VII.9 Ferrailage du radier sens y-y4.....	198
Figure VII.10 : Ferrailage des nervures4.....	199

Listes des Tableaux

Chapitre I

Tableau I-1: Composition d'un mètre cube (m ³) de béton.....	6
--	---

Chapitre II

Tableau II.1. Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.2. Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible.....	15
Tableau II.3. Évaluation des charges et surcharges du plancher étage courant.....	16
Tableau II.4. Évaluation des charges et surcharges du plancher balcon.....	16
Tableau II.5. Évaluation des charges et surcharges du plancher en dalle pleine.....	16
Tableau II.6. Évaluation des charges de la cloison double paroi.....	17
Tableau II.8. Évaluation des charges et surcharges du palier1.....	18
Tableau II.9. Évaluation des charges et surcharges de la volée.....	19
Tableau II.10. dimensions des panneaux de la dalle.....	21
Tableau II.11 : La charge d'exploitation:.....	28
Tableau II.12 : Récapitulatifs des sections des poteaux 10.....	35
Tableau II.14 : Vérification Etat limite ultime au flambement.....	38

Chapitre III

Tableau. III.1. Différentes charges des poutrelles.....	51
Tableau III.2 : récapitulatif sur les sollicitations dans les planchers.....	63
Tableau III.3 : Vérification de la flèche après de calcul.....	70
Tableau. III.4: récapitulatif des sollicitations maximales.....	75
Tableau . III.5. :ferraillage sur le sens XX.....	78

Tableau III.6. :ferraillage sur le sens YY.....	78
---	----

Chapitre IV

Tableau IV-1 : charge permanente (G) de balcon6	85
Tableau IV.2.: combinaison d'action.....	93
Tableau. IV.3: les sollicitations maximales.....	100
Tableau IV.4 : sections d'armatures.....	103
Tableau IV.5 : sections d'armatures longitudinales et de répartition.....	105
Tableau IV.7 : sections d'armatures poutre paliere.....	109
Tableau. IV. 8: Tableau récapitulatif des résultats6.....	121
Tableau. IV. 9: Tableau récapitulatif des moments en appui et en travée.....	124
Tableau IV.10 : ferraillage sur le sens XX.....	124
Tableau IV.11 : ferraillage sur le sens YY.....	124
Tableau. IV.12: vérification de la contrainte de service limite pour le béton sur sens XX.....	125

Chapitre V

Tableau V .1: valeurs des pénalités P_q	131
Tableau V .2: poids de la structure.....	134
Tableau.VI. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales.....	135
Tableau .V.4 :Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher.....	138
Tableau V.5 : Vérification de l'effet de P-delta.....	140
Tableau V-6: vérification de renversement.....	141

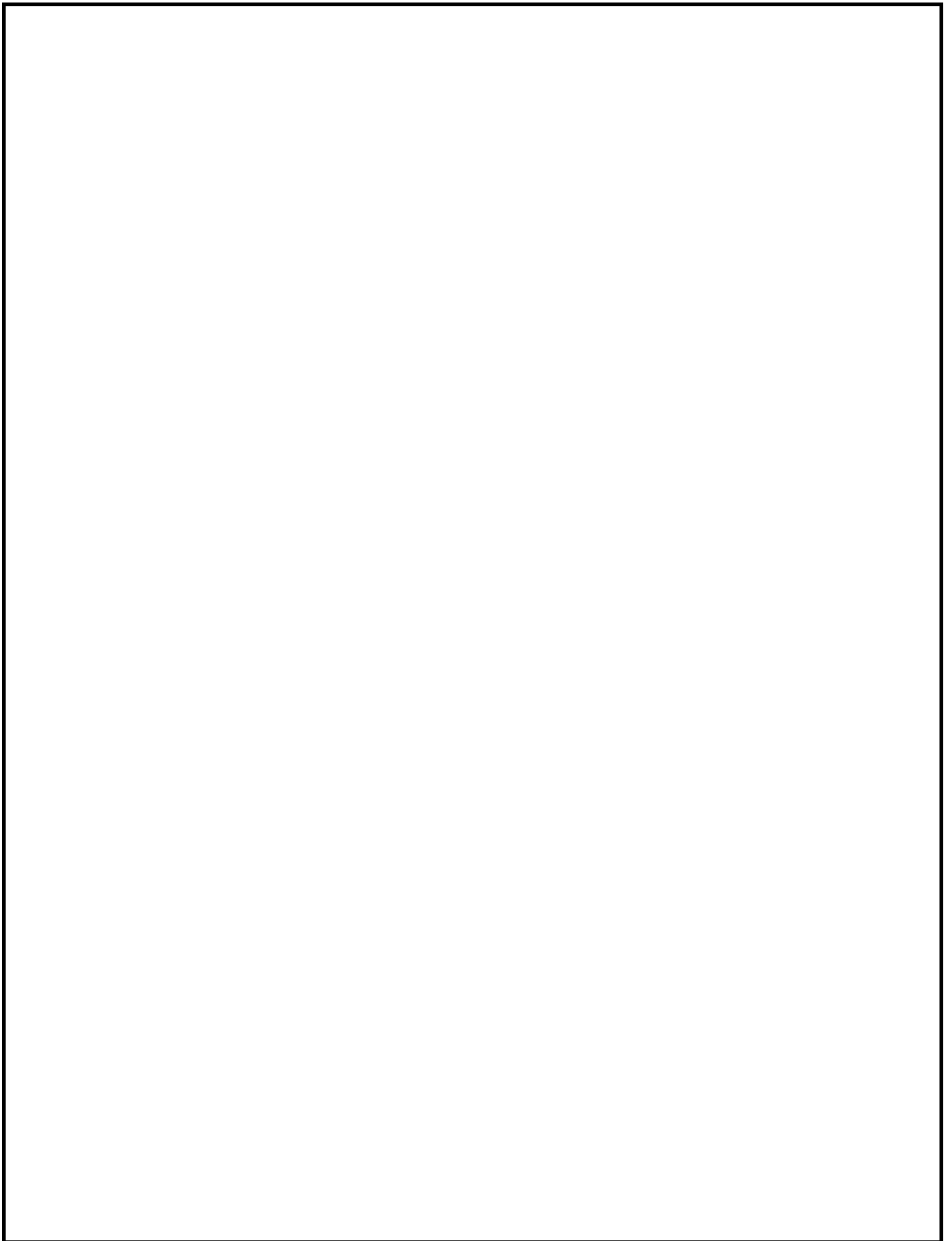
Chapitre VI

Tableau VI.1 : Détermination des sollicitations.....	145
Tableau VI.2 : Ferraillage minimal des poteaux selon RPA.....	145

Tableau VI.3 : Ferrailage maximal des poteaux en zone courante.....	145
Tableau VI.4 : Ferrailage maximal des poteaux en zone de recouvrement.....	146
Tableau VI.5 : Ferrailage minimal des poteaux.....	146
Tableau VI.6: Récapitulation du ferrailage des poteaux.7.....	153
Tableau VI.7 : Détermination des sollicitations.....	154
Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.....	163
Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles.....	173

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales des moments et des efforts tranchants	178
Tableau VII.2 : Vérification de l'effort tranchant.....	182
Tableau VII.3: Choix des armatures.....	191
Tableau VII.4: Vérification d'effort tranchant.....	192



CHAPITRE I :

Présentation et description

de l'ouvrage

Caractéristiques

mécaniques des matériaux

I-1 Présentation et description de l'ouvrage :

Introduction : L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

-Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

- Lors de chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

- Les objectifs d'une note de calcul en génie civil d'un ouvrage sont :

- La sécurité : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

- Confort.

- Esthétique.

-L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec Beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.

- Durabilité (duré de vie).

- Résistance au feu.

Notre travail est organisé comme suit :

- Étude préliminaire du pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs et voiles).

- Etudes des planchers.

- Etude détaillée des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, ascenseur).
- Etude dynamique et sismique.
- Calcul du Ferrailage Des Portiques et des des voiles.

L'étude des fondations (Choix du type de fondation, Etude du radier nervuré

Présentation et description de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (sous-sol + RDC + 8 étages), implanté à Oran. Il est à noter que cette wilaya est classée comme zone de moyenne sismicité, zone II-a selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003).

L'ouvrage est composé d'un sous-sol, d'un rez de chaussée à usage de commerce et dépôt, et les 8 étages à usage d'habitation. Ce bâtiment comporte deux appartements type (F4 et F3) à chaque étage avec 03 types d'escalier et un ascenseur.

Tous les calculs de ce projet sont entrepris conformément aux règles B.A.E.L 91 modifié 99 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA 99 version 2003".

I.2- Caractéristiques géométriques :

- Hauteur totale de bâtimentH = 32.80m
- Hauteur de RDC..... .h =4.76m.
- Hauteur d'étage couranth = 3.06m.
- Hauteur du sous-sol.....h = 3.06m.
- La longueur du bâtiment L=18.60 m.
- La largeur du bâtiment L=13.40 m.

I.3- Conception de la structure:

-Béton armé : le béton armé est le matériau de base pour la construction de notre projet. Il est conforme aux prescriptions des règlements de calcul en vigueur (CBA 93, RPA 99 version 2003, DTR charges et surcharges,...etc).

-Stabilité : Notre construction est située dans une zone de moyenne sismicité zone II-a, les conditions de résistance et de stabilité peuvent être assurées par un système de contreventement mixte poteaux- poutres.

-Plancher : Deux types de planchers ont été utilisés :

- Les planchers à corps creux,
- Les planchers en dalles pleines.

Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou coulées sur place, espacées de 60cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de h_0 .

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

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

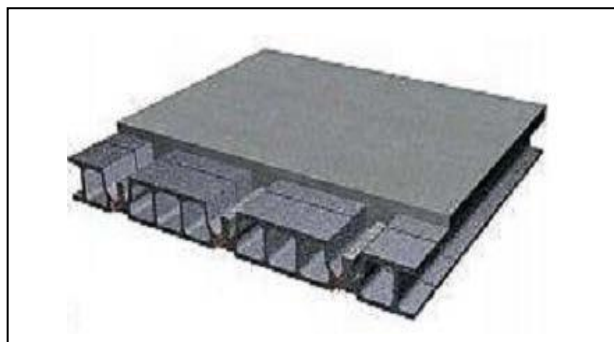


Figure I-1 : Plancher à corps creux

a. Planchers en dalles pleines :

On a opté pour des dalles pleines à cause des formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

➤ *Escalier :*

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

- *L'acrotère :* il est coulé sur place au plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui même et la forme en pente contre l'infiltration des eaux pluviales en raison des fissures qui se produisent par le phénomène de retrait et la dilatation thermique du fait que la toiture est exposé aux intempéries.

Maçonneries :

- *Les murs extérieurs :*

- Briques creuses de 15 cm pour les faces extérieures,
- Briques creuses de 10 cm pour les faces intérieures. Un vide d'air de 5 cm.

- *Les murs intérieurs :*

Briques creuses de 10 Cm d'épaisseur

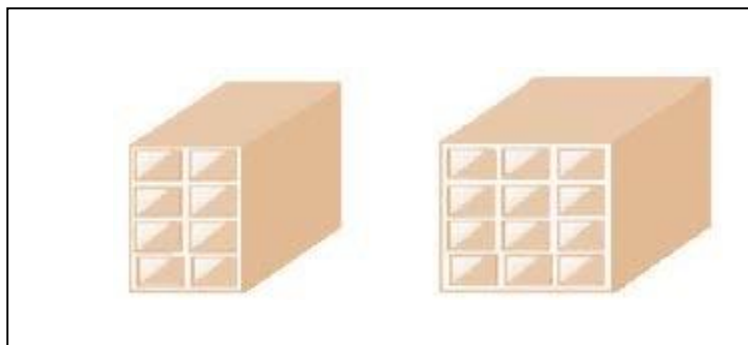


Figure I.2:Briques creuses

➤ *Revêtement :*

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B, CUISINE).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher-terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ *Fondation:*

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 3 m dans le sol naturel, en tenant compte en plus de double sous sol projeté.

-Règlements utilisés :

B.A.E.L 91 modifié 99

Ce règlement est utilisé pour le pré dimensionnement, le dimensionnement définitif et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage. Il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble.

La vérification des armatures et des contraintes sera effectuée à l'état limite de service dans le cas d'une fissuration peu nuisible.

R.P.A 99 version 2003 :

Ce règlement permet de fixer la règle de conception. Il est utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments.

Ce règlement est aussi utilisé pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portiques.

Caractéristiques mécanique des matériaux

Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) , un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, d'eau et éventuellement des adjuvants.

Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- Durabilité et la résistance.
- Environnement (respect de l'écologie).

- Il est influencé par les grandeurs suivantes :
 - Le malaxage (type et la durée).
 - Le transport (type et le temps écoulé).
 - La mise en œuvre (l'étalement et compactage).
 - Le Cure du béton.

Dosage du béton :

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Dans notre ouvrage, le béton est réalisé avec des mélanges contenant :

Tableau I-1: Composition d'un mètre cube (m³) de béton.

Graviers 5 /25	Sable 0/5	Ciment CPA	Eau
800kg	400kg	350kg	175L

Résistance caractéristique à la compression

-Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

-Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : (CBA.93 [ART 2.1.1.1])

- Béton de résistance courante $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28}$ pour $f_{c28} \geq 40$ MPa.

-pour le béton de haut résistance $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa.

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 * f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement. On utilise la relation

$$\begin{cases} f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

Résistance caractéristique du béton à la traction :(CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance du béton à la traction à l'âge de (j) jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

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

Pour notre projet d'étude on adoptera :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$F_{tj} = 2,1 \text{ MPa, Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Déformations longitudinales du béton:

- *Déformations instantanées "E_{ij}"*: (CBA 93 [ART 2.1.1.2] P7)

- $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$, déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa].

- pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

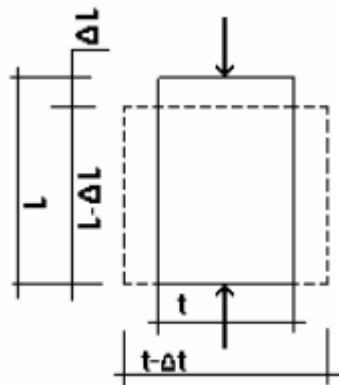
- *Déformations différées "E_{vj}"*: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P7)

- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [Mpa]. Dans notre cas $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{ij} = 10818 \text{ MPa}$

- pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

- **Coefficient de poisson**: (CBA 93 [ART 2.1.2.3].

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson μ par définition est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.



Le Coefficient de poisson est donné par :

$$\mu = \frac{\Delta t}{\Delta L}$$

Avec :

- Δt : allongement relatif de la section transversale.
- ΔL : allongement relatif de la section longitudinale.

$\gamma = 0$ pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)

$\gamma = 0,2$ pour l'état limite de service (E.L.S).

- **Diagrammes contraintes-déformations du béton** : (CBA 93 [ART 4.3.4])

Le diagramme contraintes-déformations du béton est donné par la figure ci-dessous :

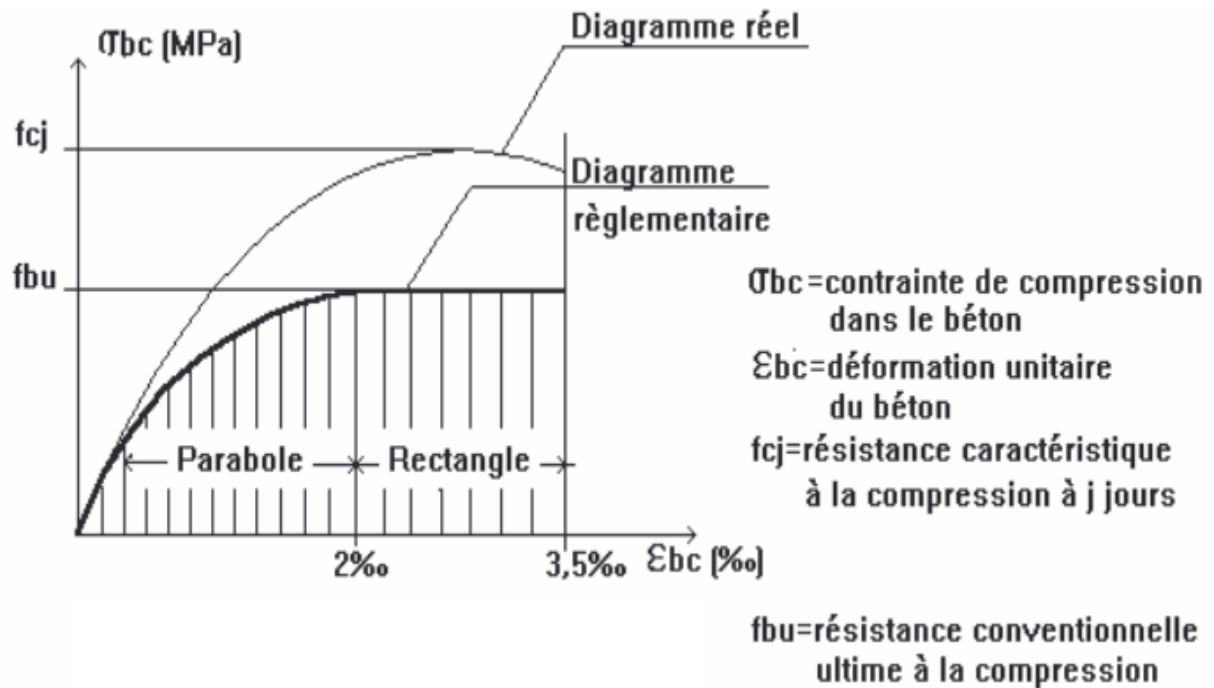


Figure I-3- Diagrammes contraintes-déformations du béton

Le diagramme "parabole rectangle" est composé de :

- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme "parabole rectangle"

Diagramme contraintes déformations:

Les contraintes limites :

- Etat limite ultime : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

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

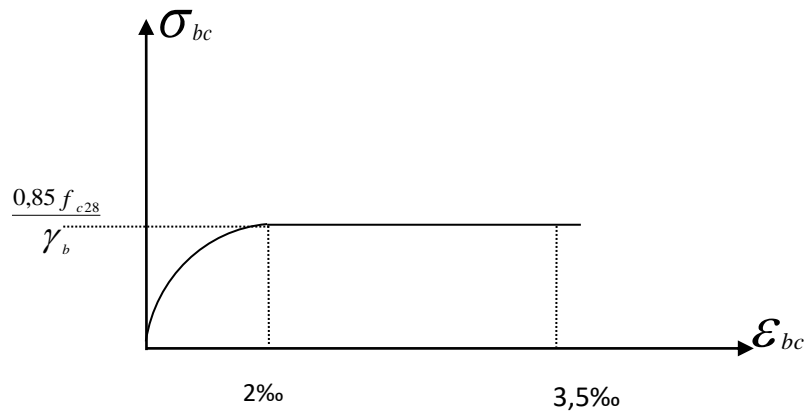


Figure I-4 : Diagramme contraintes- déformations « ELU »

Les déformations du béton sont :

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression . $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton , il vaut :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h

État limite de service (E.L.S) : (CBA 93 [ART 5.1.4])

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 \times f_{cj}$; dans notre cas :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ et $\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. Pour : $f_{c28} = 25$ MPa

- Contrainte limite de cisaillement : (CBA 93 [ART 5.1.2.1.1] P39)

$\overline{\tau}_u = 3,33$ MPa Fissuration peu préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\left\{ \overline{\tau}_u = \min \left[0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

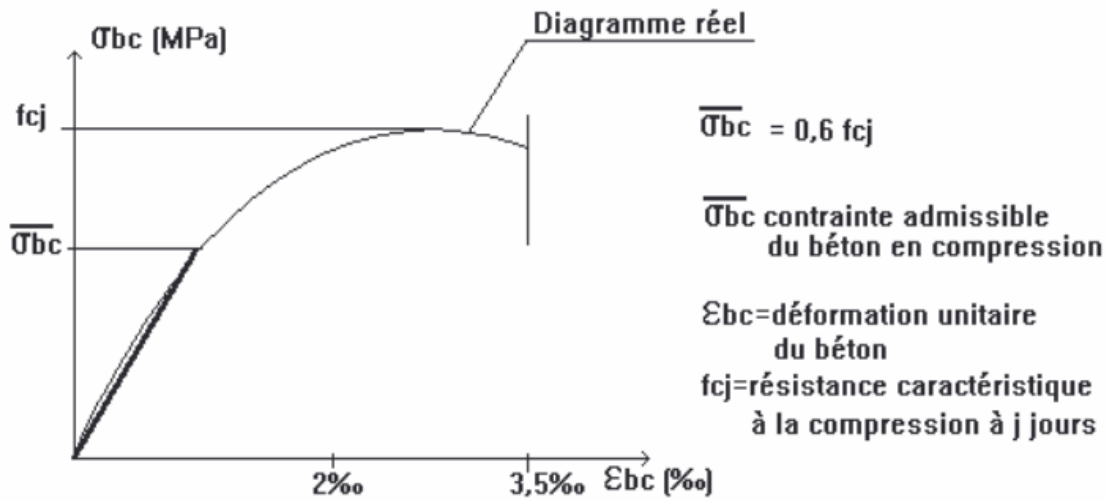


Figure I-5 : Diagramme contraintes- déformations « ELS »

➤ Les aciers

. Définition : Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

01-Les Treillis Soudés (TS):

-Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

02- Les Ronds Lisses (RL):

-Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

03-Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

- Selon (Art.7.2.2) de les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

Nuance des aciers utilisés

- Aciers longitudinaux et transversaux: on utilise des Barres de haute résistance de nuance de FeE400,
- Les ronds lisses: on adoptera la nuance FeE215 et FeE235,
- Les treillis soudés: on adoptera la nuance FeE520.

Contraintes de calcul aux états limites

Etat limite ultime (ELU)

Avec: $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \times E_s$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \text{ pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \end{array} \right.$$

$\gamma_s = 1.15$ pour situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour situation accidentelle.

Tell que : ϵ_s : Allongement relatif.

$E_s = 200000$ MPa (Module d'élasticité longitudinale de l'acier).

$\sigma_s = 348$ MPa situation durable.

$\sigma_s = 400$ MPa situation accidentelle.

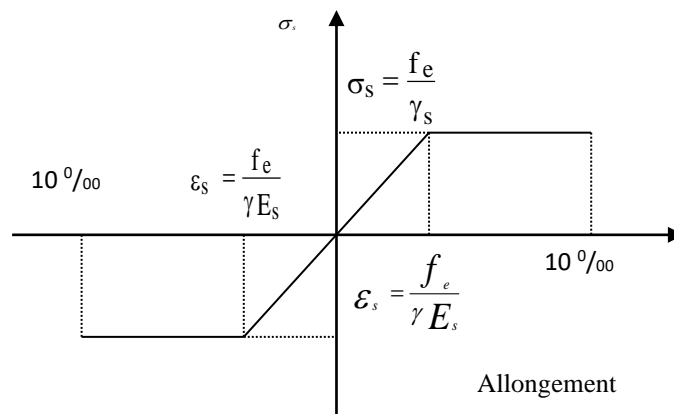


Figure I-6 : Diagramme contraintes déformations CBA (A .2.2.2).

État limite service E.L.S :

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

Fissuration peu nuisible :

Pas de limitation de la contrainte σ_s .

Fissuration préjudiciable :

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ [MPa] et } \emptyset \geq 6 \text{ mm}$$

Fissuration très préjudiciable :

La contrainte est limitée à

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ [MPa] et } \emptyset \geq 8 \text{ mm.}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (R.L)
- $\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences (HA)

Coefficient de scellement Ψ :

Ψ_s : Coefficient de scellement

- $\Psi_s = 1$ pour les ronds lisses.
- $\Psi_s = 1.5$ Pour les hautes adhérences.

Les actions et sollicitations :

Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- 01- Des charges permanentes.
- 02- Des charges d'exploitation.
- 03- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- 01- Poids propres des éléments de construction.
- 02- Poids de revêtement et cloisons.
- 03- Poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Qi)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- 01- Surcharge d'exploitation.

02- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).

03-Charges climatiques (neige, vent).

04-Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

01- Séisme.

02- Chocs de véhicules routiers.

03- Explosion.

04- Vent.

4. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

- N. = effort normal ;

- M = moment fléchissant ;

- V = effort tranchant ;

- T = couple de torsion

- Ces sollicitations sont déterminées après des combinaisons d'action suivante dans les états :

- Différentes combinaisons d'actions :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

1- Situations durables :

1-1- ELU : $1.35G+1.5Q$

1-2- ELS : $G+Q$

2 Situations accidentelles :

2-1- $G+Q\pm E$.

2-2- $0.8G\pm E$.

Chapitre II :

- Pré dimensionnement des éléments

structuraux

- Descente de charges

II-Introduction :

Les éléments structuraux n'apportant pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de planchers, poutrelles, poutres et poteaux et qui sont transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- **Sollicitations horizontales :** Elles sont généralement d'origine sismique et/ou vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et/ou voiles. Le prédimensionnement des éléments structuraux est conforme aux règles « B.A.E.L 91 modifié 99 et RPA99 version 2003 et le DTR »

II.2. Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.2.1. Estimation des charges et des surcharges des planchers.

a- Plancher terrasse inaccessible

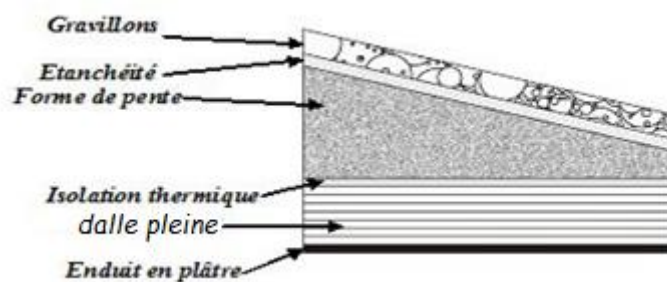


Figure II.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Protection gravillons	17	0.05	0.85
02	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
03	Forme de pente	20	0.10	2.00
04	Plancher à dalle pleine	25	0.16	4
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G				7.41
Surcharges d'exploitation Q				1.00

b- Plancher terrasse accessible

Tabl

Tableau II.2. Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse accessible

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Forme de pente	22	0.1	2.20
04	Lit de sable	18	0.02	0.36
05	Plancher à corps creux	13.6	0.16+0.04	2.90
06	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G				6.58
Surcharges d'exploitation Q				1.50

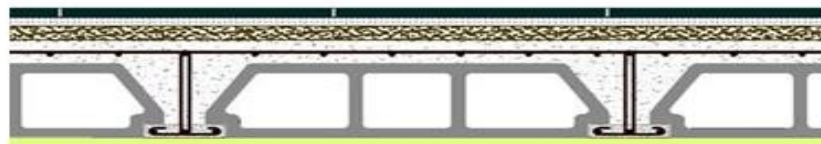


Figure II.2. Plancher terrasse accessible

c- Plancher étage courant

d- **Tableau II.3.** Évaluation des charges et surcharges du plancher étage courant

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Plancher à corps creux	13.6	0.16+0.04	2.90
05	Cloisons de séparation	(14+9+14)	0.14	1.46
06	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G				5.84
Surcharges d'exploitation Q				1.50

e- **Plancher en dalle pleine : Niveau balcon****Tableau II.4.** Évaluation des charges et surcharges du plancher balcon

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charges permanentes G				5.31
Surcharges d'exploitation Q				3.50

f- **Plancher en dalle pleine : Niveau rez-de-chaussée****Tableau II.5.** Évaluation des charges et surcharges du plancher en dalle pleine

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
---	---------	--------------------------------------	---------------	----------------------------

01	Carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle pleine	25	0.16	4.00
05	Cloisons de séparation	(14+9+14)	0.14	1.46
06	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G				6.94
Surcharges d'exploitation Q				2.50

g- Cloison double paroi (extérieur)

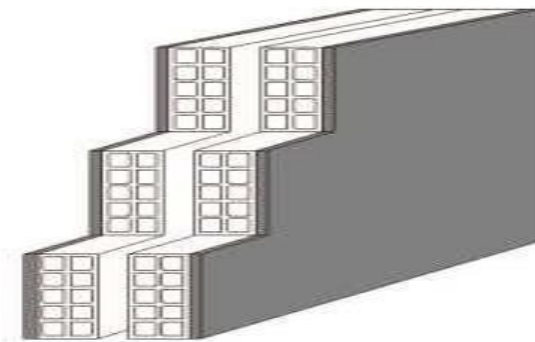


Figure II.3. Cloison double paroi

Tableau II.6. Évaluation des charges de la cloison double paroi

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Enduit en ciment	18	0.02	0.36
02	Briques creuses	9	0.15	1.35
03	Lame d'air	/	0.05	/
04	Briques creuses	9	0.10	0.90
05	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G				2.89

h- Cloison simple paroi (intérieur)

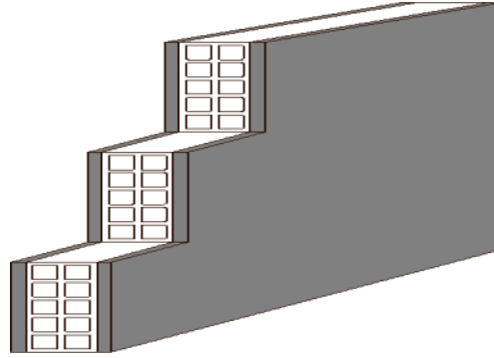


Figure II.4. Cloison simple paroi

Tableau II.7. Évaluation des charges de la cloison simple paroi

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
02	Briques creuses	9	0.10	0.9
03	Enduit en plâtre	14	0.02	0.28
Charges permanentes G				1.46

i- Escaliers :

1- Palier

2- Tableau II.8. Évaluation des charges et surcharges du palier

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Palier	25	0.15	3.75
05	Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charges permanentes G				5.31
Surcharges d'exploitation Q				2.5

3- Volée

Tableau II.9. Évaluation des charges et surcharges de la volée

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Revêtement horizontale	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Paillasse	25/cos29.54	0.15	4.31
04	Marche	22	0.17/2	1.87
05	Revêtement vertical	22*17/30	0.02	0.25
05	Enduit en ciment	18/cos29.54	0.02	0.41
Charges permanentes G				7.68
Surcharges d'exploitation Q				2.5

II.3. Pré dimensionnement des planchers, poutres et poteaux :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers corps, plancher en dalle pleine, escaliers, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'aciers nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur.

II.3.1. Pré dimensionnement des planchers :

Pour toute construction, le plancher est un élément horizontal supportant les charges permanentes (cloisons, revêtements) et les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....). Celles-ci seront transmises aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs.

Dans ce projet nous traitons d'abord le plancher à corps creux et ensuite le plancher en dalle pleine.

II.3.1.1. Plancher à corps creux :

Ce plancher sera constitué de corps creux (son rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle (ce sont les éléments résistants du plancher), d'une dalle de compression (dalle en béton armé, de hauteur varie de 4 à 6 cm), et le treillis soudé.

- **Hauteur du plancher**

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 [B.6.8.4.2.4]:

$$h_t \geq \frac{L_{MAX}}{22.5} \quad \text{et} \quad \frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (2.1)$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = (480 - 40)$$

$$L_{max} = 440 \Rightarrow h_t = \frac{L_{MAX}}{22.5} = \frac{440}{22.5}$$

$$h_t = 19.55 \text{ cm}$$

$$\text{Et } \frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{440}{25} \leq h_t \leq \frac{440}{20}$$

$17.6 \text{ cm} \leq 19.55 \text{ cm} \leq 22 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

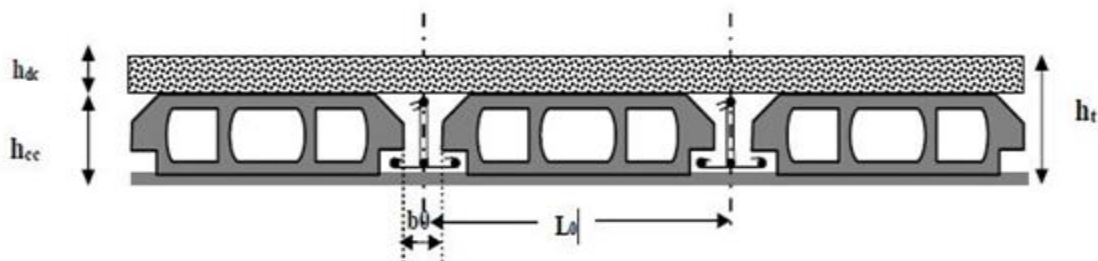


Figure II.5. Plancher à corps creux

Donc on opte pour un plancher 16+4 cm

Avec : $h = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

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

- **Condition d'isolation acoustique**

Pour une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

ht ≥ 16 cm; on a: 20 cm ≥ 16 cm..... Condition vérifiée

- **Condition d'isolation phonique**

Selon les règles de « BAEL 91 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc : $e \geq 14\text{cm}$

On adopte une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$

2-6-1-6-Condition de résistance au feu

$e \geq 7\text{cm}$: pour une heure de coup de feu.

$e \geq 11\text{cm}$: pour deux heures de coup de feu.

À la fin, en prendre la valeur de « e » est : « e » = max {7 ;11 ;11 ;14 ;16}

II.3.1.2.Planchers dalle pleine:

Une dalle pleine est un élément à contour rectangulaire généralement dont les appuis peuvent être continus (poutre, voiles ou mur maçonnes) ou ponctuels (poteaux).

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher bas et plancher haut et le palier de repos afin d'obtenir une bonne résistance

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow h = l_x \left(\frac{1}{30}; \frac{1}{35} \right) \quad : [\text{BAEL 91 / A.8.2, 31}]$$

Cas d'une dalle portant dans deux sens $l_x ; l_y$

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow h = l_x \left(\frac{1}{40}; \frac{1}{50} \right) \quad : [\text{BAEL 91 / Annexe E3}]$$

l_x : La plus petite portée du panneau de dalle

l_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

Tableau II.10. dimensions des panneaux de la dalle

$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	A	$\frac{l_x}{40} \leq h_t \leq \frac{l_x}{50}$	Le choix adopte
4.50	4.90	0.918	$11.25 \leq h_t \leq 9$	ht=16 cm

Le choix s'effectue à raison d'assurer une isolation acoustique :

- L'isolation contre le bruit d'impacte : $2500h \geq 4Kn/m^2$

$$h \geq 16 \text{ cm}$$

- Contre le bruit aérien : $2500h \geq 3.50Kn/m^2$

$$H \geq 14\text{cm}$$

Condition de sécurité en matière d'incendie :

- le plancher coupe feu une heure (1h) pour l'épaisseur $h = 7\text{cm}$
- le plancher coupe feu deux heures (2h) pour l'épaisseur $h=11\text{cm}$

. Donc on adopte une dalle pleine d'épaisseur $ht=16 \text{ cm}$.

II.3.2. Prédimensionnement des poutres :

II.3.2.1. Définition :

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires ou chaînages**

Elles relient les portiques entre eux.

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

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

Avec :

- L_{\max} : distance entre nus des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.



Figure II.6. Dimensions de la poutre principale est poutre secondaire

II.3.2.2.Poutre principale :(PP)

- La hauteur de la poutre « h »
- $L_{max} = 520 \text{ cm}$ Entre axes
- $L = 520 - 60 = 460 \text{ cm}$ Entre nus d'appuis
- $\frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10}$
- $\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$ $30.66\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$; donc, en prendre : $h = 40 \text{ cm}$.

- La largeur de la poutre « b »
- $0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$ $0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.7 \cdot 40$
 $12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$.

- Donc, en prendre : $b = 30 \text{ cm}$
- Alors les dimensions de la poutre principale sont $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

➤ Vérification des sections imposées par le R.P.A 99 (version 2003) [ART 7.5.1] :

- $b \geq 20\text{cm}$ $30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$ $40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$ Condition vérifiée

II.3.2.3.Poutre secondaire : (P.S)

- La hauteur de la poutre « h »
- $L_{max} = 480 \text{ cm}$ Entre axes

- $L = 480 - 40 = 440 \text{ cm}$ Entre nus d'appuis
- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$ $29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$; donc en prendre : $h = 35 \text{ cm}$.

- La largeur de la poutre « b »
- $0.3 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$ $0.3 \cdot 35 \leq b \leq 0.7 \cdot 35$
- $10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$.
- Donc on prendre : $b = 30 \text{ cm}$

Alors les dimensions de la poutre secondaire sont (30 x35) cm²

- Vérification des sections imposées par le R.P.A 99 (version 2003) [ART 7.5.1] :
- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{35}{30} = 1,16 \leq 4$ Condition vérifiée

II.4. Pré dimensionnement des poteaux : Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

- Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :
- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions de RPA.

-Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Critère de résistance d'après le B.A.E. L91 :

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\theta \times (f_{bu}/0,9) + 0,85 \times (A/B) \times f_e/\gamma_s}$$

Avec :

B_r : Section réduite de béton en retirent 1cm d'épaisseur de béton sur tout le périphérique du poteau,

θ : Facteur de durée d'application des charges $\theta = 1$ (lorsque la durée est $\geq 24 \text{ h}$).

- D'après les règles de B.A.E. L91 :

$$-(A/B) = 1\%$$

- $K \begin{cases} = 1,1 : \text{Si plus de la moitié des charges et appliquée avant « 90 » jours.} \\ = 1,2 : \text{Si la majeure partie des charges et appliquée avant « 28 » jours.} \\ = 1,0 : \text{autres cas.} \end{cases}$

$$\beta = \frac{0,85}{\alpha} = \begin{cases} 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,85}{0,6 \times \left(50/\lambda\right)^2} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- β : Coefficient qui dépend de l'élanement du poteau.
- $f_{c28} = 25 \text{ MP}_a$; $\gamma_b = 1,5 \text{ MP}_a$ et $\gamma_s = 1.15 \text{ MP}_a$; $F_e = 400 \text{ MP}_a$
- $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MP}_a$

- Nous adoptons pour des poteaux carrés ($a*b$).

$$B_r \geq \frac{1 \times 1,2}{1 \times \left(\frac{14,2}{0,9}\right) + 0,85 \times 0,01 \times 348} \times N_u$$

- Donc : $B_r \geq (0,064 \times N_u)$ en (cm^2).....relation (01)

- avec $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$

- N_G : Effort normal dus aux charges permanentes

- N_Q : Effort normal dus aux surcharges d'exploitations

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (défavorable) et on va prendre : $a \neq b \Rightarrow (a*b) \text{ cm}^2$

II.4.1 Les règles parasismiques (R.P.A. 99, version 2003) :

En se référant aux règles « R.P.A. 99, version 2003 », les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone II-a, on a :

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

$$\min (a , b) \geq h_e / 20$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

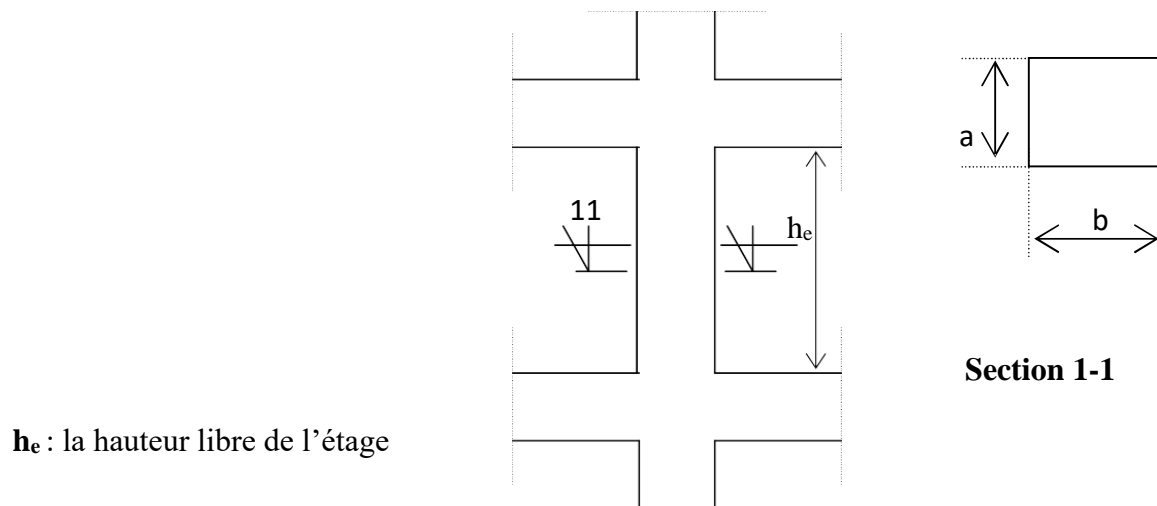


Figure. II.7. Schéma représentatif d'un étage courant.

II.4.2. Condition de flambement :

Pour éviter le risque de flambement, il faut que l'élançement λ soit inférieur ou égal à 35.

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad B = a \times b$$

Où : L_f : longueur de flambement ;

i : le rayon de giration de la section du béton seul ;

I : le moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable ;

B : l'aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples :

$$\text{On a : } L_f = 0,7 \times L_0 ; \quad L_0 : \text{Longueur libre du poteau}$$

II.4.3. Descente des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G" ;

Charge d'exploitation "Q" ;

II.4.4. La loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. Q_0

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec

- ◆ n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ◆ Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ◆ Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Application de la loi :

- 9ème étage : $Q_{cum} = Q_0$;
- 8ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$;
- 7ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$;
- 6ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$;
- 5ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;
- 4ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$;
- 3ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$;
- 2ème étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$;
- 1er étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$;
- Rez- de- chaussé : $Q_{cum} = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$.
- Sous Sol : $Q_{cum} = Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$.

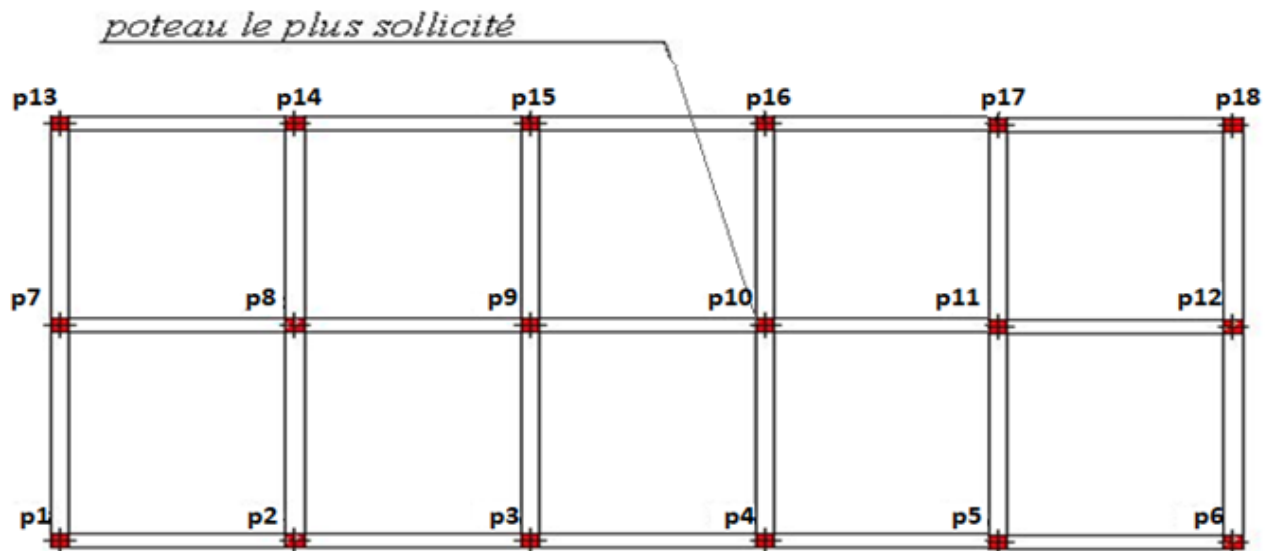


Figure II.8. le poteau le plus sollicité

II.4.5. La charge d'exploitation:

Tableau II.11 : La charge d'exploitation:

	Niveau (étage)	$Q \times S_{affQ}$ (KN)
Q ₉	9	11.025
Q ₈	8	43.129
Q ₇	7	72.023
Q ₆	6	97.706
Q ₅	5	120.179
Q ₄	4	139.441
Q ₃	3	155.493
Q ₂	2	171.481
Q ₁	1	187.469
RDC	RDC	207.136
Sous-sol	Sous-sol	226.872

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

II.4.5. Calculer des poteaux :

Poteau centre le plus sollicité N°09 et N°10 :

Surfaces afférentes du poteau le plus sollicité

$$(S1 = 5.51 \text{ m}^2)$$

$$(S2 = 3.92 \text{ m}^2)$$

$$(S3 = 3.92 \text{ m}^2)$$

$$(S4 = 4.83 \text{ m}^2)$$

$$\text{Surfaces afférentes} = S1 + S2 + S3 + S4 = 18.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour la partie inaccessible } S \text{ aff} = 11.025 \text{ m}^2$$

- Les longueurs des poutres sont données par:

- longueurs poutres principale = 4.90 ml

- longueurs poutres secondaire = 3.55 ml

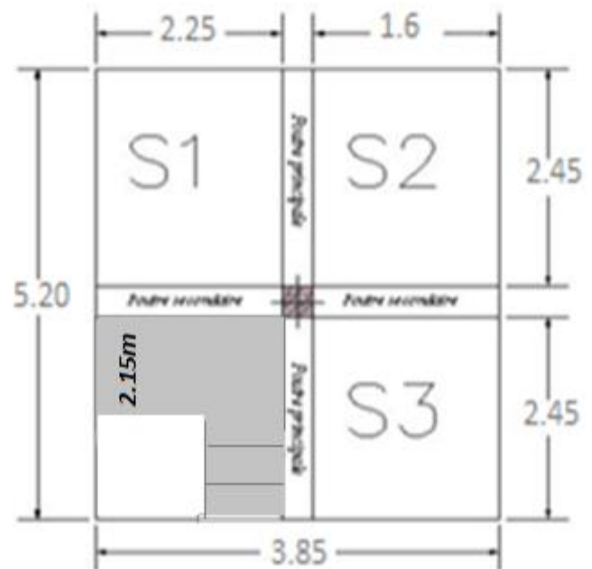


Figure II.9 surface afférentes du poteau N°10

II.4.6. Calcul du poids de la poutre principale

$$G_{PP} = \gamma_b \times b_{pp} \times h_{pp} \times L_{pp}$$

$$G_{PP} = 25 \times 0.30 \times 0.4 \times 4.90$$

$$G_{PP} = 14.7 \text{ KN}$$

2-6-3-4-Calcul du poids de la poutre secondaire

$$G_{PS} = \gamma_b \times b_{ps} \times h_{ps} \times L_{ps}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.55$$

$$G_{PS} = 9.32 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres = 14.7 + 9.32

$$G_p \text{ total} = 24.02 \text{ KN}$$

II.4.7. calcul des poteaux

➤ Poteau du 9^{ème} étage

$$\text{Poids du plancher} : G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45 + 2.45 \times 2.25) \times 7.41 = 81.695 \text{ KN}$$

Poids de la poutre principale $G_{PP} = 25 \times 0.30 \times 0.4 \times 4.90 = 14.7 \text{ KN}$

Poids de la poutre secondaire $G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 2.25 = 5.91 \text{ KN}$

$G_9 = 102.305$

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

$N_{u9} = 1,35 \times 102.305 + 1,5 \times 11.025$

$N_{u9} = 154.649 \text{ KN}$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u) \dots\dots\dots 01$

- **En pose $b = 30 \text{ cm}$**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.3 - 0.02) \geq 9.898$

Alor $a = 35 \text{ cm}$

\Rightarrow Pour poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les dimensions (30×35)

➤ **Poteau du 8^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 6.58 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = 110.531 \text{ KN}$

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32 = 24.02 \text{ KN}$

Poids du poteau $G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.033 \text{ KN}$

$G_8 = 142.58 \text{ KN}$

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

$N_{u8} = 1,35 \times (142.58 + 102.305) + 1,5 \times 43.129$

$N_{u8} = 395.288 \text{ KN}$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u) \dots\dots\dots 01$

- **En pose $b = 30 \text{ cm}$**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.3 - 0.02) \geq 25.298$

Alor $a = 35 \text{ cm}$

\Rightarrow Pour poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les dimensions (30×35) cm^2

➤ **Poteau du 7^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = 104.621 \text{ KN}$

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32 = 24.02$ KN

Poids du poteau $G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.033$ KN

$G_7 = 136.674$ KN

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

$$N_{u7} = 1,35 \times (142.58 + 102.305 + 136.674) + 1,5 \times 72.023$$

$$N_{u7} = 623.141 \text{ KN}$$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u)$ 01

- **En pose $b = 30$ cm**

$$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.3 - 0.02) \geq 39.881$$

Alor $a = 35$ cm

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demension (30×35) cm²

➤ **Poteau du 6^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = 104.621$ KN

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32 = 24.02$ KN

Poids du poteau $G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.033$ KN

$G_6 = 136.674$ KN

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

$$N_{u6} = 1,35 \times (142.58 + 102.305 + 136.674 + 136.674) + 1,5 \times 97.706$$

$$N_{u6} = 846.174 \text{ KN}$$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u)$ 01

- **En pose $b = 30$ cm**

$$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.3 - 0.02) \geq 54.155$$

Alor $a = 35$ cm

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demension (30×35) cm²

➤ **Poteau du 5^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = 104.621$ KN

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32=24.02$ KN

Poids du poteau $G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.033$ KN

$G_5=136.674$ KN

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

$N_{u5} = 1,35 \times (518.233+136.674) + 1,5 \times 120.179$

$N_{u5}= 1064.393$ KN

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u)$ 01

- **En pose $b = 30$ cm**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.3 - 0.02) \geq 68.121$

Alor $a= 35$ cm

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demenssion (30×35) cm²

➤ **Poteau du 4^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = 104.621$ KN

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32=24.02$ KN

Poids du poteau $G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.033$ KN

$G_4=136.674$ KN

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

$N_{u4} = 1,35 \times (654.907+136.67) + 1,5 \times 139.441$

$N_{u4}= 1277.790$ KN

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u)$ 01

- **En pose $b = 30$ cm**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.3 - 0.02) \geq 81.779$

Alor $a= 35$ cm

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demenssion (30×35) cm²

➤ **Poteau du 3^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = 104.621\text{KN}$

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32 = 24.02 \text{ KN}$

Poids du poteau $G_{\text{PS}} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.033 \text{ KN}$

$G_3 = 136.674\text{KN}$

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

$N_{u3} = 1,35 \times (791.577 + 136.674) + 1,5 \times 155.493$

$N_{u3} = 1486.378\text{KN}$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u) \dots\dots\dots 01$

- **En pose $b = 30 \text{ cm}$**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.3 - 0.02) \geq 95.128$

Alor $a = 35\text{cm}$

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demension (30×35) cm^2

➤ **Poteau du 2^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = 104.621\text{KN}$

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32 = 24.02 \text{ KN}$

Poids du poteau $G_{\text{PS}} = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.06 = 8.033 \text{ KN}$

$G_2 = 136.674\text{KN}$

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

$N_{u2} = 1,35 \times (928.251 + 136.674) + 1,5 \times 171.481$

$N_{u2} = 1694.870\text{KN}$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u) \dots\dots\dots 01$

- **En pose $b = 35 \text{ cm}$**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.35 - 0.02) \geq 108.472$

Alor $a = 40 \text{ cm}$

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demension (35×40) cm^2

➤ **Poteau du 1^{ème} étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 5.84 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = \mathbf{104.621KN}$

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32 = 24.02 \text{ KN}$

Poids du poteau $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.4 \times 3.06 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$

$G_1 = 139.349 \text{ KN}$

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

$N_{u1} = 1,35 \times (1064.925 + 139.349) + 1,5 \times 187.469$

$N_{u1} = 1906.973 \text{ KN}$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u) \dots\dots\dots \mathbf{01}$

- **En pose $b = 35 \text{ cm}$**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.35 - 0.02) \geq \mathbf{122.046}$

Alor $a = 40 \text{ cm}$

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demension (35×40) cm^2

➤ **Poteau du rez de chaussé étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = (2.25 \times 2.45) \times 7.86 + 2 \times (2.45 \times 1.6) \times 5.84 + (0.3 \times 1.4) \times 7.68 + (4.41) \times 5.31 = \mathbf{115.757KN}$

Le poids total des poutres = $14.7 + 9.32 = 24.02 \text{ KN}$

Poids du poteau $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.4 \times 3.06 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$

$G_{\text{rez}} = 150.486 \text{ KN}$

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

$N_{u\text{rez}} = 1,35 \times (1219.452 + 150.485) + 1,5 \times 207.136$

$N_{u\text{rez}} = 2139.629 \text{ KN}$

- Est d'après la relation $B_r \geq (0,064 \times N_u) \dots\dots\dots \mathbf{01}$

- **En pose $b = 40 \text{ cm}$**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.35 - 0.02) \geq \mathbf{136.936}$

Alor $a = 45 \text{ cm}$

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demension (40×45) cm^2

➤ **Poteau du Sous-sol étage**

Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = ((2.25 \times 2.45) + 2 \times (2.45 \times 1.6) + 4.83) \times 6.94$

= **126.187KN**

Le poids total des poutres = 14.7 + 9.32=24.02 KN

Poids du poteau $G_p = 25 \times 0.4 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$

$G_{s-s}=163.945 \text{ KN}$

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

$N_{u-s-s} = 1,35 \times (1354.759 + 163.945) + 1,5 \times 226.872$

$N_{u-s-s} = 2390.558 \text{ KN}$

- Est d'après la relation **$B_r \geq (0,064 \times N_u)$ 01**

- **En pose $b = 40 \text{ cm}$**

$\Rightarrow (a - 0.02) \times (0.35 - 0.02) \geq 152.996$

Alor $a = 45 \text{ cm}$

\Rightarrow Pour Poteaux centraux le plus sollicité N°10 : nous adoptent les demension (40×45) cm^2

II.4.8. Récapitulatifs des sections des poteaux 10

Tableau II.12 : Récapitulatifs des sections des poteaux 10

Niveau	CoF	S (m ²)	NQ kN/m ²	SxNQ x cof cumulé	NG	NG x S	NG x S Cumulé	PP (kN)	PP cumulé
9	-	11.025	1	11.025	7.41	81.695	81.695	14.7	14.7
8	-	18.18	1.5	43.129	6.58	119.62 4	201.319	14.7	29.4
7	0,95	18.18	1.5	72.023	5.84	96.536	297.855	14.7	44.1
6	0,90	18.18	1.5	97.706	5.84	96.536	490.927	14.7	58.8
5	0,85	18.18	1.5	120.179	5.84	96.536	587.463	14.7	73.5
4	0,80	18.18	1.5	139.441	5.84	96.536	680.99	14.7	88.2
3	0,75	18.18	1.5	155.493	5.84	96.536	777.526	14.7	102.9

2	0,71 4	18.18	1.5	171.481	5.84	96.536	874.062	14.7	117.6
1	0,68 7	18.18	1.5	187.469	5.84	96.536	970.598	14.7	132.3
RDC	0,66 6	18.18	2.5	207.136	5.84	115.757	1086.335	14.7	147
Sous-sol	0,65	18.18	2.5	226.872	6.94	126.18 7	1212.542	14.7	161.7

Tableau II.13 : Récapitulatifs des sections des poteaux 10

Niveau	P_s (kN)	P_s cumulé	N_u (kN)	$B_r \geq 0,064 \times N_u$	A (cm)	B (cm)
9	5.91	5.91	154.649	9.898	35	30
8	9.32	15.23	395.288	25.298	35	30
7	9.32	24.55	623.141	39.881	35	30
6	9.32	33.87	846.174	54.155	35	30
5	9.32	43.19	1064.393	68.121	35	30
4	9.32	52.51	1277.790	81.779	35	30
3	9.32	61.83	1486.378	95.128	35	30
2	9.32	71.15	1694.87	108.472	40	35
1	9.32	80.47	1906.973	122.046	40	35
RDC	9.32	89.79	2139.629	136.936	45	40
Sous-sol	9.32	99.11	2390.558	152.996	45	40

II.4.9. Vérification Etat limite ultime au flambement :

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable

$$\text{Avec : } Nu = \alpha \left(\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (01)$$

Avec :

- $Br = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élanement (λ)
- $As \text{ } \mathcal{E}$: section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $fe = 400 \text{ Mpa}$

On a

$$\text{avec } \alpha \text{ on fonction } \lambda = \begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ tel que } L_f = 0.7 \times L_0 \text{ : longueur de flambement.}$$

$$L_f = 0.7 \times 2.85 \text{ : donc } L_f = 1.995 \text{ m}$$

L_0 : Hauteur libre du poteau = hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale).

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \text{ : moment d'inertie.}$$

$$\text{AVEC UN RAYON DE GIRATION } i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$$

$$i = \sqrt{\frac{ab^3}{12 \times ab}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.30 \times 0.35^3}{12 \times 0.3 \times 0.35}}$$

$$\text{DONC } i = 0.101 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui donne } \lambda = \frac{1.995}{0.101} = 19.7522 < 50.$$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.7522}{35} \right)^2}$$

$$\text{Donc } \alpha = 0.799.$$

Selon le BAEL

$$As \in [0.8 \% Br ; 1.2 \% Br]$$

On prend $A_s = 1 \% Br$.

D'après la formule(01)

$$Br = \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\frac{fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s}}$$

Or dans notre cas : $Br = (30-2) \times (35-2) \times 10^{-4}$.

$$Br = 0.0924 \text{ m}^2 > \frac{156.917 \times 10^{-3}}{0.799} \times \frac{1}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15}}$$

$$Br = 0.0924 \text{ m}^2 > 0.1964 \times \frac{1}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15}}$$

$Br = 0.0924 \text{ m}^2 > 0.00893 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Puisque la condition est vérifiée donc les poteaux ne risqué pas de se flamber.

La même chose pour les autre

Tableau II.14 : Vérification Etat limite ultime au flambement

Niveau	(a, b) cm	L_0	$a \neq b$ (m)	$L_f = 0,7l_0$ (m)	λ	$\lambda \leq 35$
3, 4 ,5,6 ,7 ,8 ,9	35 x 30	2.85	0.3x0.35	1.995	19.7522	Cv
1 , 2	40 x 35	2.85	0.4x0.35	1.995	17.348	Cv
RDC	45x 40	4.56	0.45x0,4	3.19	24.557	Cv
Sous-Sol	45x 40	2.85	0.45x0,4	1.995	15.358	Cv

II.5.acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastree au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.

- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1kN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

- ❖ Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes:

II.5.1.Détermination des sollicitations:

$$S = (0.08 \times 0.15) / (2) + (0.02 \times 0.15) + (0.1 \times 0.5) = 0,059 \text{m}^2$$

$$\text{Poids propre} = (0.059 \times 25) = 1.475 \text{KN/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment: } \text{ép.} = 2 \text{cm} \rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 \times 20 \times 0.50 \times 2 = 0.40 \text{kN/ml.}$$

$$\text{Charge permanente : } G \text{ total} = 1.475 + 0.40 = 1.875 \text{kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ kN/ml}$$

II.6. Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches permettant d'accéder d'un niveau à un autre en montant et descendant. Ils sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas, ils sont réalisés en béton coulé sur place et en bois. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) ———→ e : Epaisseur du palier de repos
- (2) ———→ L_0 : Longueur totale de l'escalier
- (3) ———→ g : Giron
- (4) ———→ h_0 : Hauteur de la contre marche
- (5) ———→ H_0 : Hauteur de la volée
- (6) ———→ α : Inclinaison de la paillasse
- (7) ———→ E: Emmarchement

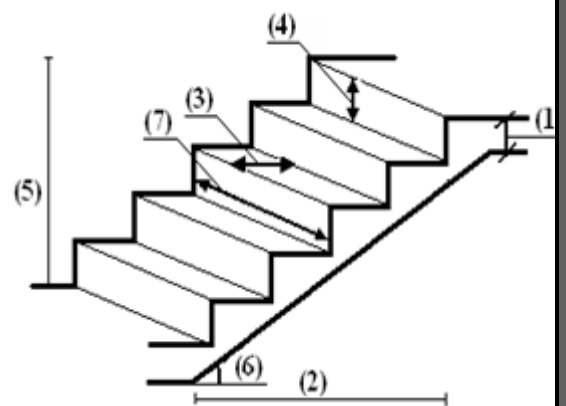


Figure II.10 schéma d'un escalier

Les différents type d'escalier

Dans notre projet on distingue 3 types d'escaliers en béton armé :

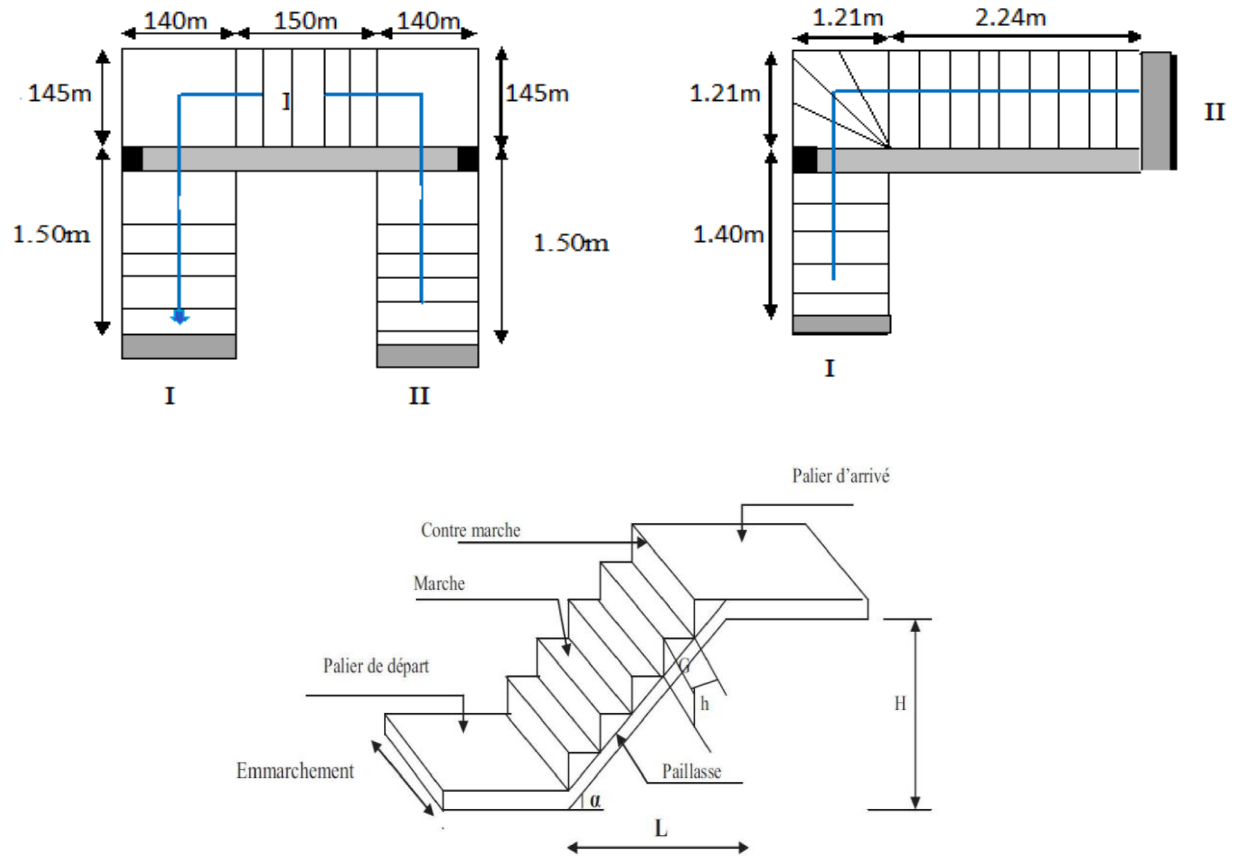


Figure II.11 schéma d'un escalier

Dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL:

$$L_0 = L' + 145 + 145 \text{ (cm)}$$

L' : Longueur en plan de la volée.

$$\cos \alpha = l_1 / L' \Rightarrow L' = (l_1 / \cos \alpha) = 150 / 0.83 = 180.72 \text{ cm}$$

$$L_0 = 180.72 + 145 + 145 = 471 \text{ cm}$$

$$\frac{471}{30} < e < \frac{471}{20} \Rightarrow 15.7 \text{ cm} < e < 23.55 \text{ cm}$$

Remarque :

On adopte la même épaisseur (e) pour les paillasse et les paliers.

Epaisseur adoptée: $e = 20 \text{ cm}$

n : nombre de contre marche.

$m = n-1$: nombre de marche pour une volée

$H=1.02$ Soit une volée de 1,02 m de hauteur

Formule de BLONDEL: $0.58m \leq g + 2h \leq 0.64m.$

Calcul du nombre de contre marches et de marches

:

- Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} + \frac{102}{17} = 6$$

$$\Rightarrow n - 1 = 6 - 1 = 5$$

Le giron g :

$$g = \frac{150}{n-1} = \frac{150}{5} = 30$$

vérification de la loi de BLANDEL :

$$0.58m \leq g + 2h \leq 0.64m$$

$$30 + 2.(17) = 64\text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Alors :

$$h=17\text{cm}$$

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

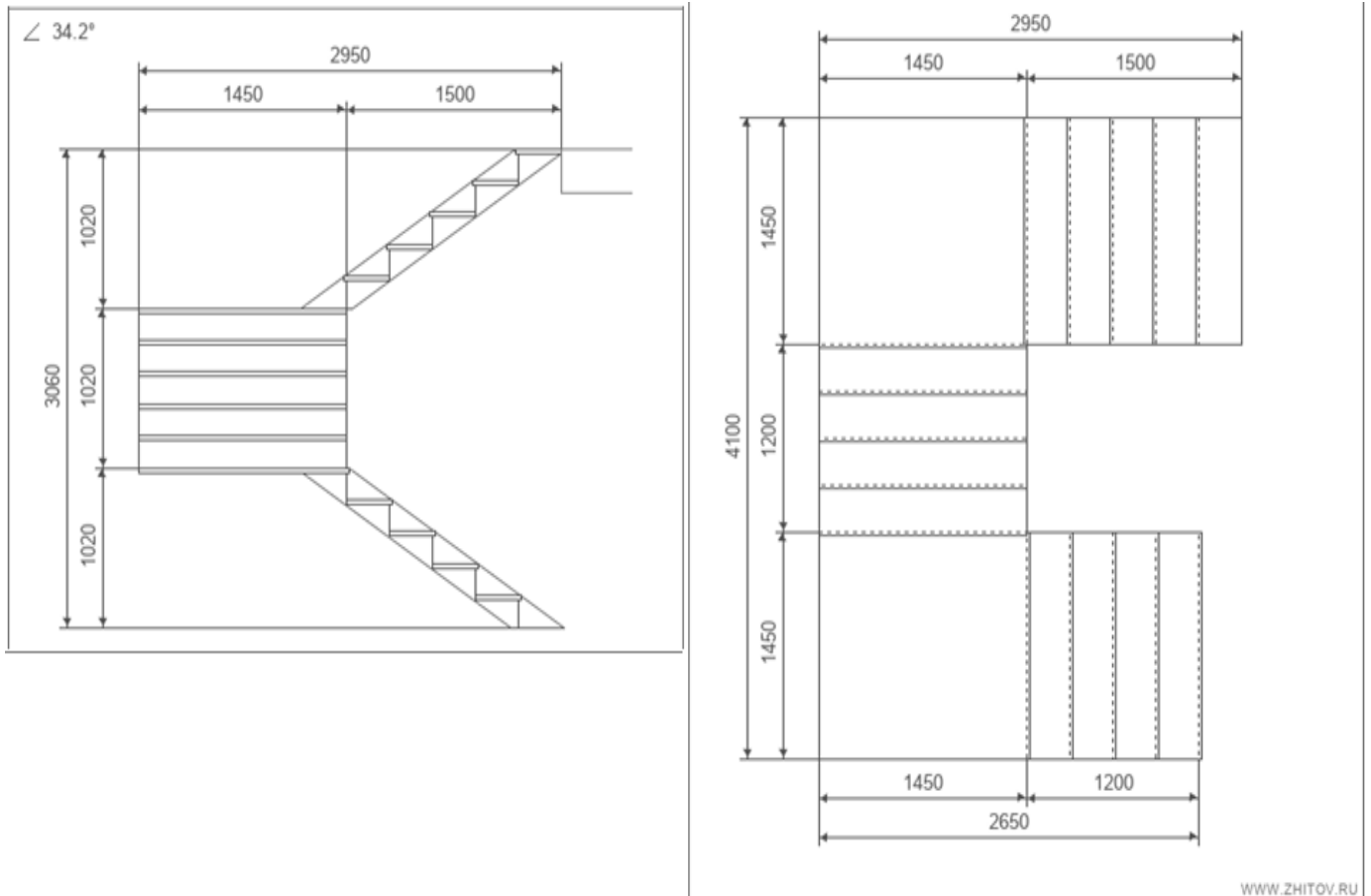


Figure II.12 escaliers à 3 volées et 2 paliers

❖ **Calcul de l'escalier Rez-de-chaussée**

$$L_0 = L' + 250 + 180 \text{ (cm)}$$

L' : Longueur en plan de la volée.

$$\cos \alpha = l_1 / L' \Rightarrow L' = (l_1 / \cos \alpha) = 270 / 0.83 = 321.42 \text{ cm}$$

$$L_0 = 321.42 + 250 + 180 = 751.42 \text{ cm}$$

$$\frac{751.42}{30} < e < \frac{751.42}{20} \Rightarrow 25.04 \text{ cm} < e < 37.571 \text{ cm}$$

Remarque :

On adopte la même épaisseur (e) pour les paillasse et les paliers.

Épaisseur adoptée: $e = 30 \text{ cm}$

n : nombre de contre matche.

$m = n - 1$: nombre de marche pour une volée

H=1.70 Soit une volée de 1.70 m de hauteur

Formule de BLONDEL: $0.58m \leq g + 2h \leq 0.64m$.

Calcul du nombre de contre marches et de marches

:

-Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} + \frac{170}{17} = 10$$

$$\Rightarrow n - 1 = 10 - 1 = 9$$

Le giron g :

$$g = \frac{270}{n-1} = \frac{270}{9} = 30$$

vérification de la loi de BLANDEL :

$$0.58m \leq g + 2h \leq 0.64m$$

$$30 + 2*(17) = 64cm \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Alors : h=17cm g=30cm

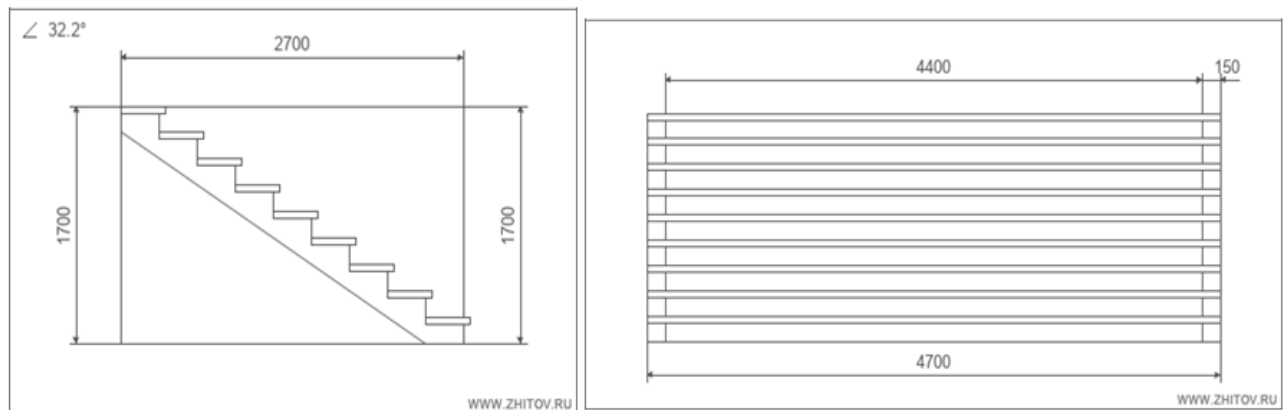


Figure II.13 l'escalier de rez-de-chaussée

II.7.Les voiles:

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de

R.P.A 99 V2003, P 56

$$L \geq 4 e :$$

L : La longueur du voile.

e : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

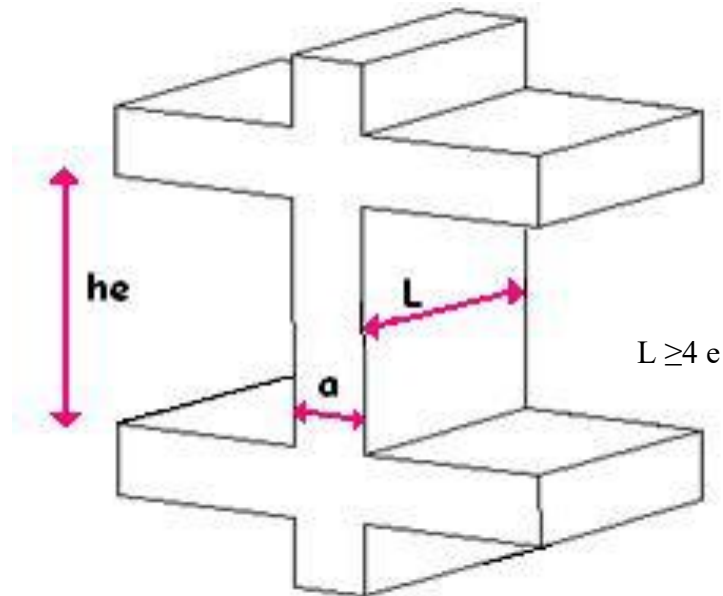


Figure II.14: Coupe de voile en élévation

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e=2.91\text{m} \quad e \geq 2.91/20=20 \quad \text{pour le Sous sol} \\ h_e=2.86\text{m} \quad e \geq 2.86/20=20 \quad \text{pour les étages} \\ h_e=4.56\text{m} \quad e \geq 4.56/20=25 \quad \text{pour le rez-de-chaussée} \end{array} \right.$$

$$L_{\min} \geq 4e$$

$$4 * 25 = 100\text{cm}$$

Soit $L_{\min} = 100\text{cm}$

Chapitre III :

Etude des planchers

III.1.Introduction:

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

III.2-Etude des planchers

Dans notre construction on peut distinguer deux types de planchers:

1-Plancher à corps creux.

2-Plancher à dalle pleine.

III.3. Etude de plancher à corps creux (Plancher terrasse accessible et étage courant)

III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

III.3.2. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles travaillent comme une section en (T), elles sont disposées suivant le sens Perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un Élément qui travaille dans une seule direction.

Dans notre projet on a deux types de poutrelle :

Poutrelle a cinq travées.

Poutrelle a deux travées.

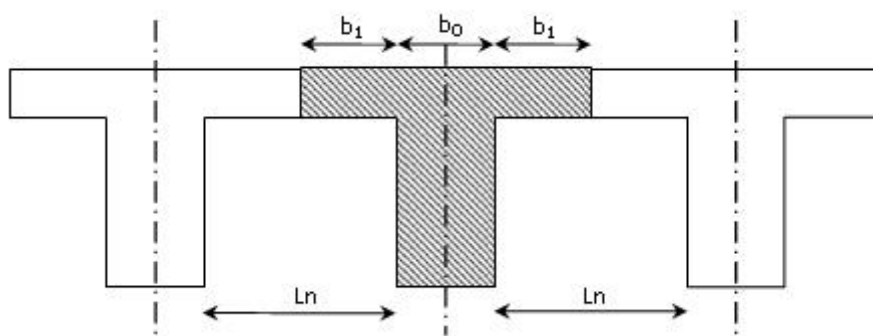


Figure. III.1:Dimensions des poutrelles

L_n : distance entre axes des nervures ($L_n=60\text{cm}$) [DTRB.C.3.Annexe B]

Suivant le DTR-B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation la distance entre axes des nervures sera prise égale à 60cm

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

On a :

ht: Hauteur de la nervure $ht = 16+4 = 20\text{cm}$

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

b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$

L: La largeur max $L = 4,50\text{m}$

b : Largeur de la dalle $b=2b_1+b_0$

Ht : La hauteur du plancher $Ht= 20\text{cm}$

Selon les règlesB.A.E.L91

La largeur de la dalle de compression « b » est déterminé comme suit : $L = 5.2 \text{ m}$

$L_1=60\text{cm}$ $b=2b_1+b_0$(1)

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \quad \begin{cases} b_1 \leq (60 - 12) / 2 = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 450 / 10 = 45 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $b_1=24\text{cm}$.

De (1) \Rightarrow $b = 2(24) + 12 = 60\text{cm}$.

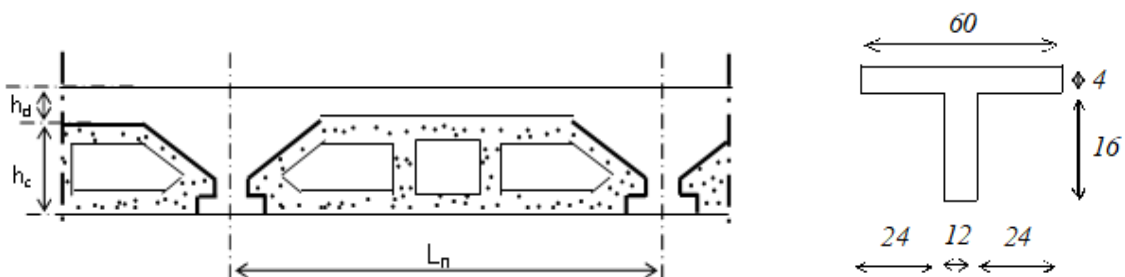


Figure III.2: Coupe de la dalle à corps creux

III.3.3.Ferrailage de la table de compression:

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 :

$$\text{- si } L_n \leq 50 \text{ cm alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\text{- si } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm alors } \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

Avec :

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

f_e : limite d'élasticité en MPa ($f_e = 520$ MPa) ;

A_{\perp} : armatures perpendiculaires aux nervures en [cm² /ml] ;

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

a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :

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

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} = \frac{4 \cdot 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 5\emptyset 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{alors } e = 20 \text{ cm.}$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 5\emptyset 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{alors } e = 20 \text{ cm.}$$

Le treillis soudé adopté est : TS 5 \emptyset 6 (200x200) mm².

III.3.4. Etude des poutrelles:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement, par des conditions complémentaires :

- méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;
[BAEL 91 r 99/B.6.2,21]
- méthode d'Albert Caquot pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée.[BAEL 91 r 99/B.6.2,22]

III.3.4.1. Méthode forfaitaire :

Principe :

la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes chargements que la travée.

Les conditions d'application de la méthode

Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire $Q \leq \max (2G, 5KN/m^2)$

Avec :

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

- Fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques pour toutes les travées.
- Les portés vérifient : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$
- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire pour notre projet :(Terrasse accessible et étage courant).

1/- La surcharge faible :

$$Q = 1.5KN/m^2 \leq \max \begin{cases} 2G = 2(6,58) = 13,16KN / m^2 \\ Q = 1.5KN / m^2 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

2/- La fissuration est peu préjudiciable.....CV

3/- Les moments d'inerties sont constante.....CV

4/- rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25 vérifier que :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.8}{3.1} = 0.90 \Rightarrow CV$$

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots \frac{l_i}{l_{i-1}} = \frac{3.1}{4.5} = 0.68 \Rightarrow CNV$$

⇒ Alors cette méthode n'est pas applicable.

Donc on applique la méthode de Caquot

III.3.4.2.Calcul des poutrelles par la méthode de Caquot :

1/Domaine d'application:

La méthode de Caquot s'applique pour le calcul des poutres supportant des planchers dont les charges d'exploitation sont relativement élevées : $Q > 2G$ ou $Q > 5 \text{ kN/m}^2$. C'est le cas par exemple pour les bâtiments industriels et entrepôts.

Elle s'applique également quand l'une des trois conditions qui délimitent la méthode forfaitaire n'est pas remplie.

2/-Principe de la méthode:

La méthode consiste à calculer les moments sur appuis d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. Cette méthode est donc une « méthode de continuité simplifiée ».

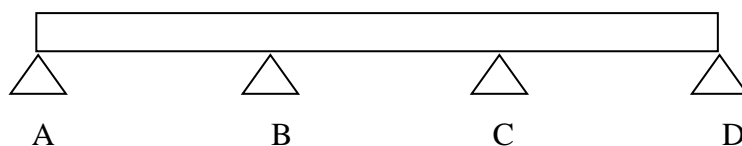
III.3.5.Calcul des moments sur appuis:

Les moments sur appuis sont calculés en ne tenant compte que des travées voisines de gauche (w) et de droite (e). On considère que la longueur des travées de calcul l'w et l'e sont égales à :

S'il s'agit d'une poutre de rive : $l'i = li$

S'il s'agit d'une poutre intermédiaire : $l'i = 0,8.li$

- Avec li = longueur réelle de la travée i (prise en compte entre-nus d'appuis dans le cadre du BAEL)



$$l'_w = 11 \quad l'_e = 0,81 \times 12 \quad l'_w = 13$$

III.3.5.1 Cas des charges réparties :

On considère les deux charges réparties de part et d'autre de l'appui à calculer.

Soit q_w la charge répartie sur la travée de gauche et q_e la charge sur celle de droite.

III.3.5.1.1. le moment d'appui est égale à:

$$M_a = \frac{q_w \times Lw'^3 + q_e \times Le'^3}{8.5 (Lw' + Le')}$$

M_a = Moment sur appui;

- P_w et P_e = charges uniformes sur les travées de gauche et de droite;
- l'_w et l'_e = portées fictives des travées de gauche et de droite;

III.3.5.2. Calcul des moments en travée :

Les moments en travée sont calculés en considérant les travées réelles (de portée l et non l') chargées ou non suivant le cas et soumises aux moments sur appuis obtenus précédemment.

Comme dans l'évaluation des moments sur appuis, on ne considère que les deux travées adjacentes à la travée étudiée.

Le calcul des moments en travées se fait en appliquant la formule générale suivante :

$$M_i(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$$

Avec :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{q \cdot l}$$

III.3.5.3. Calcul des efforts tranchants :

Le calcul des efforts tranchants se fait par la formule suivante :

$$T(x) = \frac{qL}{2} - px + \frac{M_i - M_{i-1}}{L}$$

III.3.6. calcul des moments dans les poutrelles

III.3.6.1. Différentes charges des poutrelles:

Tableau. III.1. Différentes charges des poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				E.L.U (KN /ml) qu = b (1.35G+1.5Q)	E.L.S (KN /ml) qs = b (G + Q)
Terrasse accessible	6,58	1,5	0,60	6,68	4,85
Etage courant	5.84	1,5	0,60	6,08	4,4

❖ Les combinaisons de charges :

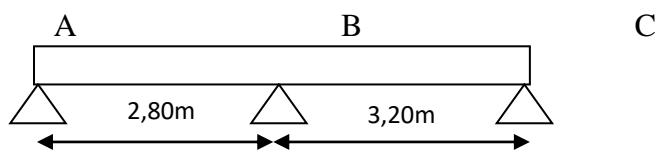
Les charges par mètre linéaire /mL

Plancher terrasse :

$$\text{ELU: } q_u = [1,35G + 1,5Q] \times b = [1,35(6,58)+1,5(1,5)] \times 0,6 = 6,68\text{KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = [G + Q] \times b = [6,58+ 1,5] \times 0,6 = 4,85\text{KN/m.}$$

A/Moments en appuis : (type 1-1) : (Méthode forfaitaire)



➤ **Moment isostatique :**

ELU :

$$M_{0U} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = \frac{6,68 \times 2,8^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = 6,546 \text{ KN.m}$$

$$M_{0U} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = \frac{6,68 \times 3,2^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = 8,550 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{0ser} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow \frac{4,85 \times 2,8^2}{8} \Rightarrow M_{0ser} = 4,753 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow \frac{4,85 \times 3,2^2}{8} \Rightarrow M_{0ser} = 6,208 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appui:**

ELU:

$$M_a A = 0.2(M_0) = 0.2(6.546) = 1.309 \text{ KN.m}$$

$$M_a B = 0.6(M_0) = 0.6(8.550) = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_a C = 0.2(M_0) = 0.2(8.550) = 1.71 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_a A = 0.2(M_0) = 0.2(4.753) = 0.951 \text{ KN.m}$$

$$M_a B = 0.6(M_0) = 0.6(6.208) = 3.725 \text{ KN.m}$$

$$M_a C = 0.2(M_0) = 0.2(6.208) = 1.242 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée**

• **Travée de rive :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.2 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.5M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

• **Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.5M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

Avec :

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_W : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

M_E : Le moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport du charge d'exploitation (Q) à la somme de charges permanente

$$(G) \text{ et d'exploitation (Q) : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \alpha = \frac{1.5}{6.68+1.5} = 0.183$$

à ELU

- Travée AB:

$$M_t \geq \max \left\{ (1,2 + 0,3\alpha)M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_{t,AB} \geq \max \left\{ [1,2 + 0,3(0,183)]6,546 = 8,665 \right\} - \frac{1,309 + 5,13}{2} \Rightarrow M_{t,AB} \geq 9,819 - 3,22 = 6,60 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_{t,AB} \geq \frac{[1,2 + 0,3(0,183)] * 6,546}{2} = 4,107 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t,AB} = 6,60 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$M_{t,BC} \geq \max \left\{ [1,2 + 0,3(0,183)]8,550 = 10,729 \right\} - \frac{5,13 + 1,71}{2}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC} \geq 12,825 - 3,42 = 9,405 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$M_{t,BC} \geq \frac{[1,2 + 0,3(0,183)]8,550}{2} = 5,365 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC} = 9,405 \text{ KN.m}$$

- ❖ Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} - \frac{M_w - M_e}{L}$$

- Travée AB :

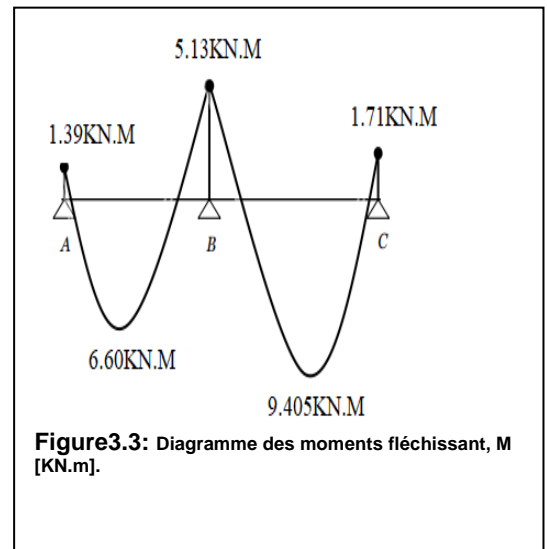


Figure 3.3: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].

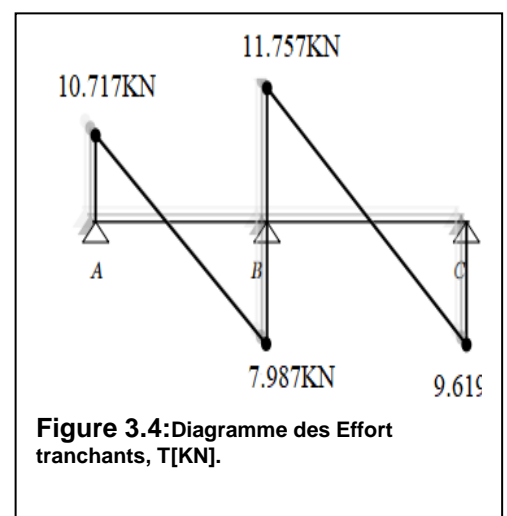


Figure 3.4: Diagramme des Effort tranchants, T [KN].

$$T_w = \frac{6.68 \times 2.8}{2} + \frac{1.309 - 5.13}{2.8} = 7.987 \text{ KN}$$

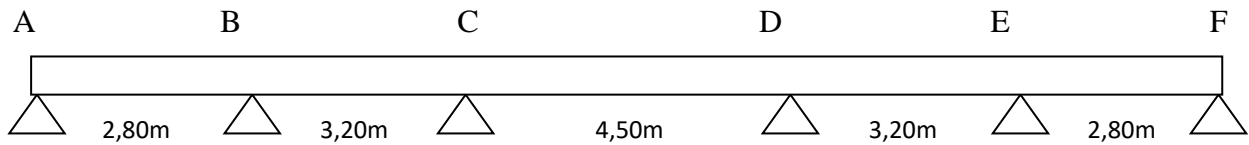
$$T_e = -\frac{6.68 \times 2.8}{2} - \frac{1.309 - 5.13}{2.8} = 10.717 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_w = \frac{6.68 \times 3.2}{2} + \frac{1.71 - 5.13}{3.2} = 9.619 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6.68 \times 3.2}{2} - \frac{1.71 - 5.13}{3.2} = 11.757 \text{ KN}$$

❖ **Moments en appuis : Type (1-2) :**



$$M_a = - \left[\frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \right]$$

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \left[\frac{6,68 \cdot 2,80^3 + 6,68 \cdot 2,56^3}{8,5(2,80 + 2,56)} \right] = -5,68 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \left[\frac{6,68 \cdot 2,56^3 + 6,68 \cdot 3,6^3}{8,5(2,56 + 3,6)} \right] = -8,09 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -8,09 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -5,68 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travée :**

$$M_i(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

• Travée AB :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L} = \frac{2,80}{2} + \frac{5,68 - 0}{6,68 \times 2,80} = 1,70 \text{ m}$$

- $M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$

$$M_t(1,70) = -(6,68) \frac{(1,70)^2}{2} + \frac{(6,68 \cdot 2,8)}{2} (1,70) + 0 + (5,68 - 0) \frac{1,70}{2,8}$$

$$M_t(1,70) = 9,69 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

- $x = 1,71m$

- $M(1,71) = 15,48 \text{ KN.m}$

- Travée CD :

- $x = 2,45m$

- $M(2,45) = 24,87 \text{ KN.m}$

- Travée DE :

- $x = 1,48m$

- $M(1,48) = 15,48 \text{ KN.m}$

- Travée EF :

- $x = 1,10m$

- $M(1,10) = 9,69 \text{ KN.m}$

❖ L'effort tranchant :

On a plusieurs travées donc on va majorer par 1,15

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{0 - 5,68}{2,8} + \frac{6,68 \cdot 2,8}{2} = 7,323 \text{ KN} \\ T_e = \frac{M_e - M_w}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{0 - 5,68}{2,8} - \frac{6,68 \cdot 2,8}{2} = -11,381 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_e = 7,323 \cdot 1,15 = 8,421 \text{ KN} \\ T_w = -11,381 \cdot 1,15 = -13,088 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$\begin{cases} T_w = 11.44 \text{ KN} \\ T_e = -9.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_w = 11,44 \cdot 1,15 = 13.16 \text{ KN} \\ T_e = -9,93 \cdot 1,15 = -11.41 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée CD :

$$\begin{cases} T_w = 15.03 \text{ KN} \\ T_e = -15.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_w = 15,03 \cdot 1,15 = 17.28 \text{ KN} \\ T_e = -15,03 \cdot 1,15 = -17.28 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée DE :

$$\begin{cases} T_w = 9,93 \text{ KN} \\ T_e = -11,44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_w = 9,93 \cdot 1,15 = 11,41 \text{ KN} \\ T_e = -11,44 \cdot 1,15 = -13,16 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée EF :

$$\begin{cases} T_w = 7.323 \text{ KN} \\ T_e = -11,381 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_w = 7,323 \cdot 1,15 = 8,241 \text{ KN} \\ T_e = -11,381 \cdot 1,15 = -13,088 \text{ KN} \end{cases}$$

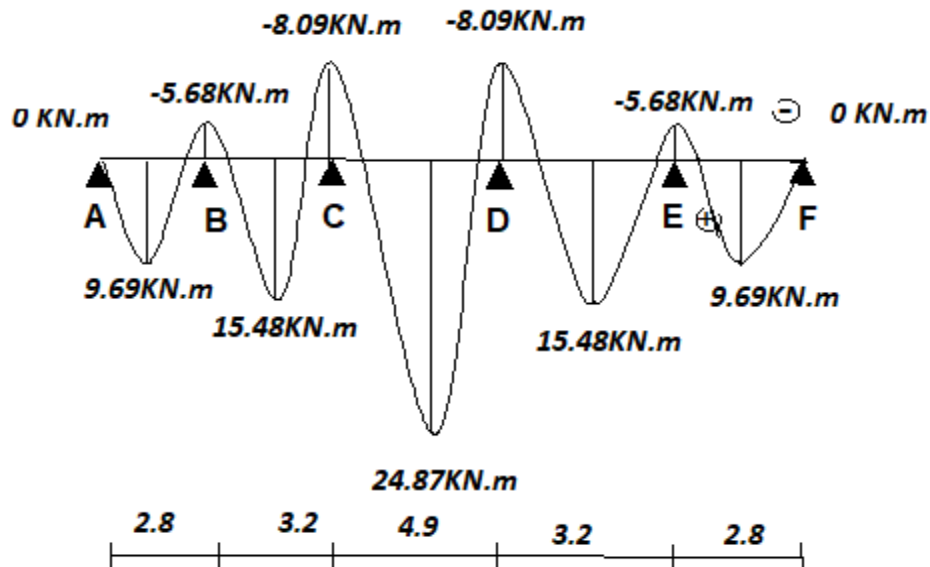


Figure III.5. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].

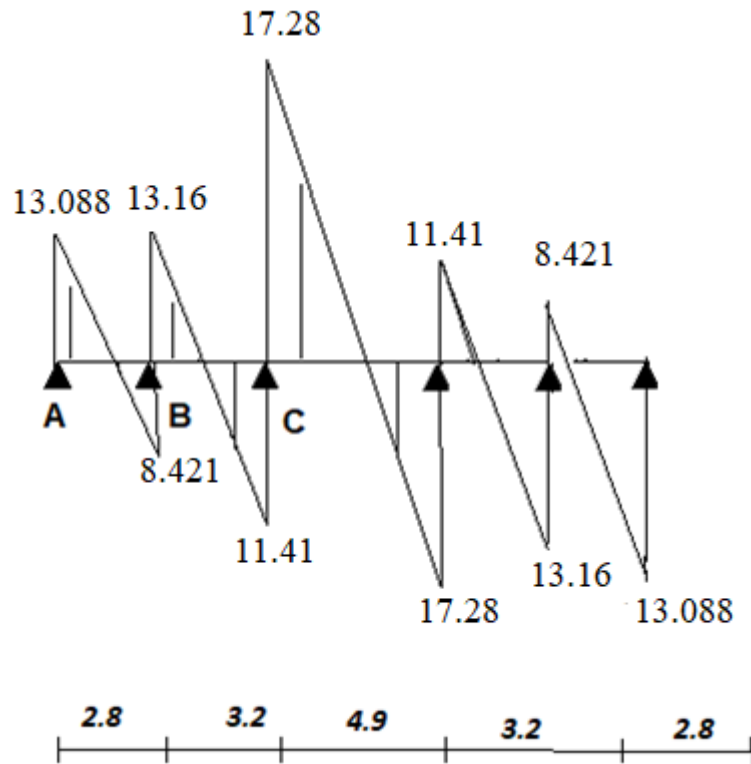


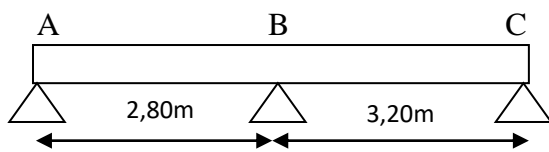
Figure III.6. Diagramme des Effort tranchants, T [KN].

Plancher étage courant :

$$\text{ELU: } q_u = [1,35G + 1,5Q] \times b = [1,35(5,84) + 1,5(1,5)] \times 0,6 = 6,08 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = [G + Q] \times b = [5,84 + 1,5] \times 0,6 = 4,4 \text{ KN/m.}$$

❖ **Moments en appuis** : Type(2-1) :



Moment isostatique :

ELU :

$$M_{0U} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = \frac{6,08 \times 2,8^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = 5,958 \text{ KN.m}$$

$$M_{0U} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = \frac{6,08 \times 3,2^2}{8} \Rightarrow M_{0U} = 7,782 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{0\text{ser}} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow \frac{4,4 \times 2,8^2}{8} \Rightarrow M_{0\text{ser}} = 4,312 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_u L^2}{8} \Rightarrow \frac{4,4 \times 3,2^2}{8} \Rightarrow M_{0ser} = 5.632 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appui:**

ELU:

$$Ma A = 0.2(M_0) = 0.2(5.958) = 1.192 \text{ KN.m}$$

$$Ma B = 0.6(M_0) = 0.6(7.782) = 4.669 \text{ KN.m}$$

$$Ma C = 0.2(M_0) = 0.2(7.782) = 1.556 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$Ma A = 0.2(M_0) = 0.2(4.312) = 0.862 \text{ KN.m}$$

$$Ma B = 0.6(M_0) = 0.6(5.632) = 3.379 \text{ KN.m}$$

$$Ma C = 0.2(M_0) = 0.2(5.632) = 1.126 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée**

• **Travée de rive :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.2 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,5M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2}$$

• **Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,5M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_W + M_E}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2}$$

Avec :

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_W : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

M_E : Le moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport du charge d'exploitation (Q) à la somme de charges permanente

(G) et d'exploitation (Q) : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \alpha = \frac{1.5}{6.08+1.5} = 0.198$

à ELU :

- Travée AB:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.2 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.5M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_{t,AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} [1.2 + 0.3(0.198)]5,958 = 7.504 \\ 1.5(5,958) = 8.937 \end{array} \right\} - \frac{1,192 + 4,669}{2} \Rightarrow M_{t,AB} \geq 8,938 - 2.78 = 6.158KN.m$$

Vérification :

$$M_{t,AB} \geq \frac{[1,2 + 0,3(0,198)] * 5,958}{2} = 3,752KN.m$$

$$\Rightarrow M_{t,AB} = 6,158KN.m$$

- Travée BC :

$$M_{t,BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} [1.2 + 0.3(0.198)]7,782 = 9.801 \\ 1.5(7,782) = 11,673 \end{array} \right\} - \frac{1.556 + 4.669}{2}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC} \geq 11.673 - 3.11 = 8.563KN.m$$

Vérification :

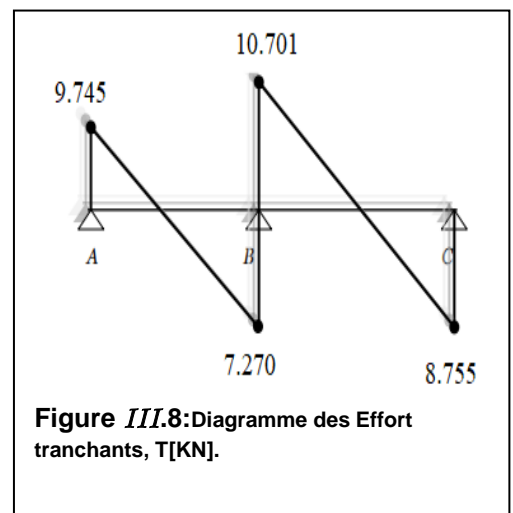
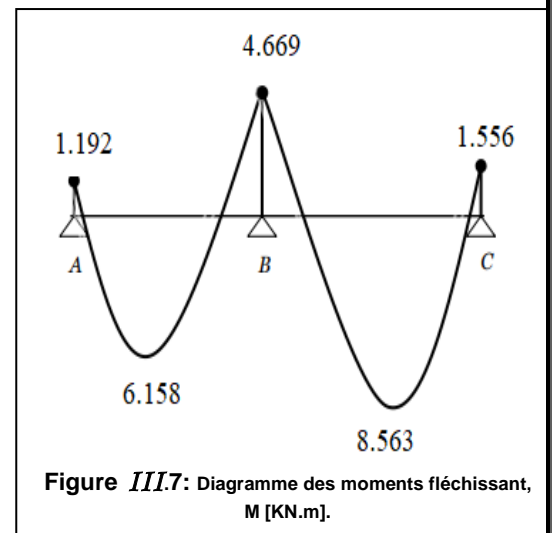
$$M_{t,BC} \geq \frac{[1,2 + 0,3(0,198)]7.782}{2} = 4.90KN.m$$

$$\Rightarrow M_{t,BC} = 8,563KN.m$$

- ❖ Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} - \frac{M_w - M_e}{L}$$



• Travée AB :

$$T_w = \frac{6.08 \times 2.8}{2} + \frac{1.192 - 4.669}{2.8} = 7,270 \text{ KN}$$

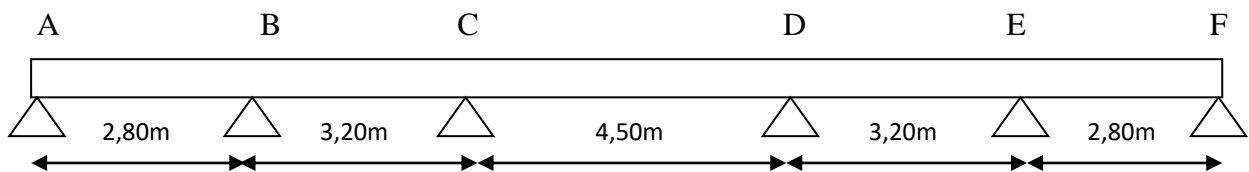
$$T_e = -\frac{6.08 \times 2.8}{2} - \frac{1.309 - 5.13}{2.8} = 9,754 \text{ KN}$$

• Travée BC :

$$T_w = \frac{6.08 \times 3.2}{2} + \frac{1.556 - 4.669}{3.2} = 8.755 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{6.08 \times 3.2}{2} - \frac{1.556 - 4.669}{3.2} = 10.701 \text{ KN}$$

❖ Moments en appuis : Type(2-2)



$$M_a = -\left[\frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \right]$$

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\left[\frac{6,08 \cdot 2,80^3 + 6,08 \cdot 2,56^3}{8,5(2,80 + 2,56)} \right] = -5,17 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\left[\frac{6,08 \cdot 2,56^3 + 6,08 \cdot 3,6^3}{8,5(2,56 + 3,6)} \right] = -7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -5,17 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en travée :

$$M_i(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{qL}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{L}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

• Travée AB :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L} = \frac{2,80}{2} + \frac{5,17 - 0}{6,08 \times 2,80} = 1,70 \text{ m}$$

$$M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$$

$$M_t(1,70) = -(6,08) \frac{(1,70)^2}{2} + \frac{(6,08 \cdot 2,8)}{2} (1,70) + 0 + (5,17 - 0) \frac{1,70}{2,8}$$

$$M_t(1,70) = 8,82 \text{ KN.m}$$

- Travée BC :

$$x = 1,71m$$

$$M(1,71) = 14,09 \text{ KN.m}$$

- Travée CD :

$$x = 2,45m$$

$$M(2,45) = 22,64 \text{ KN.m}$$

- Travée DE :

$$x = 1,48m$$

$$M(1,48) = 14,09 \text{ KN.m}$$

- Travée EF :

$$x = 1,10m$$

$$M(1,10) = 8,82 \text{ KN.m}$$

❖ **L'effort tranchant :**

On a plusieurs travées donc on va majorer par 1,15

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{5,17 - 0}{2,8} + \frac{6,08 \cdot 2,8}{2} = 10,358 \text{ KN} \\ T_e = \frac{M_e - M_w}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{5,17 - 0}{2,8} - \frac{6,08 \cdot 2,8}{2} = -6,666 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_w = 10,358 \cdot 1,15 = 11,912 \text{ KN} \\ T_e = -6,661 \cdot 1,15 = -7,659 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$\begin{cases} T_w = 10.416KN \\ T_e = -9.041KN \end{cases} \quad \begin{cases} T_w = 10,416.1,15 = 11,978KN \\ T_e = -9,041.1,15 = -10.397KN \end{cases}$$

- Travée CD :

$$\begin{cases} T_w = 13,68KN \\ T_e = -13,68KN \end{cases} \quad \begin{cases} T_w = 13,68.1,15 = 15,732KN \\ T_e = -13,68.1,15 = -15,732KN \end{cases}$$

- Travée DE :

$$\begin{cases} T_w = 9,041KN \\ T_e = -10.416KN \end{cases} \quad \begin{cases} T_w = 9,041.1,15 = 10,397KN \\ T_e = -10,416.1,15 = -11,978KN \end{cases}$$

- Travée EF :

$$\begin{cases} T_w = 6.661KN \\ T_e = -10.358KN \end{cases} \quad \begin{cases} T_w = 6.661.1,15 = 7.659KN \\ T_e = -10.358.1,15 = -11.912KN \end{cases}$$

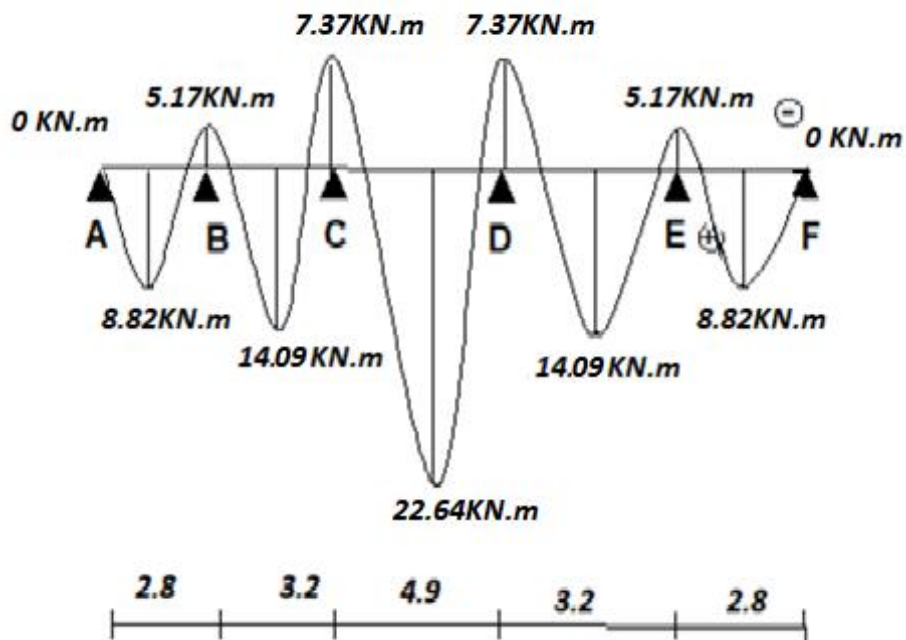


Figure III.9. Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].

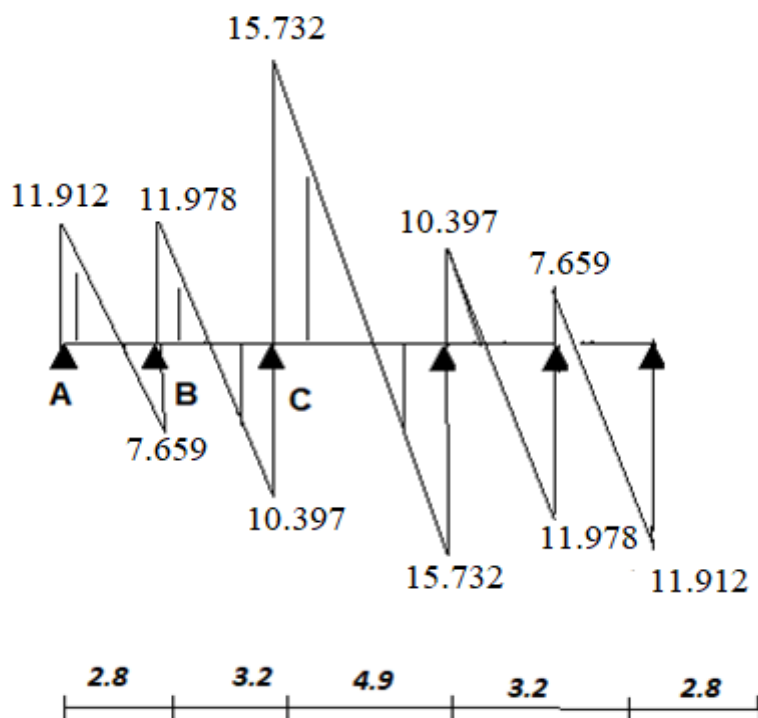


Figure III.10. Diagramme des Effort tranchants, T [KN].

3.7.récapitulatif sur les sollicitations dans les planchers.

Tableau III.2 : récapitulatif sur les sollicitations dans les planchers

Nivea	Type	M_{\max} en appuis (KN.m)	M_{\max} en travée (KN.m)	T_{\max} (KN)	
Plancher Terrasse	1/	ELU	5.13	9.405	11.757
		ELS	3.725	7.925	11.757
	2/	ELU	8.09	24.87	17.28
		ELS	5.88	18.06	10.91
Plancher Etage Courant	1/	ELU	4.669	8.563	10.701
		ELS	3.379	9.574	8.16
	2/	ELU	7.37	22.64	15.732
		ELS	5.33	16.37	14.85

III.3.8.Ferrailage :

❖ **Calcul du moment de la table :**

ht=20cm ; h₀=4cm ; b=60cm ; b₀=12cm ; d=0,9h=18cm ; f_{bu}=14,17MPa ;
 fe=400MPa ; fc₂₈=25MPa ; ft₂₈=2,1Mpa

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{a \max} = 8,09 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 24,87 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 17,28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.
- Si $M_t < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_t > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,6 \times 0,04 \times 14,17 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 54,41 \text{ kN.m}$$

On a: $M_t = 24.87 \text{ KN.m} < M_{tab} = 54,41 \text{ KN.M}$

- Alors : l'axe neutre est dans la table de compression , donc la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (60 x20) cm² soumise à $M_{t \max} = 24.87 \text{ KN.m}$

III.3.8.1.1 Calcul les armatures en travée :

$$u_U = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u_U = \frac{24.87 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.18)^2 \times 14.17} \Rightarrow u_U = 0.090$$

$$u_U = 0.090 < u_{lU} = 0.392$$

Donc il n ya pas d'armature dans la zone comprimé $\Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_U}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090})$$

$$\alpha = 0.118$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.118$$

$$\beta = 0.9528$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{24.87 \times 10}{0.9528 \times 0.18 \times \frac{400}{1.15}}$$

$$A_t = 4.169$$

III.3.8.1.2. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}, A_t) = 4.169 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA14 = 4,62 cm²

III.3.8.1.3. Calcul les armatures en en appui :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x ht)=(12x20)cm²

$$u_U = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u_U = \frac{8.09 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.17} \Rightarrow u_U = 0.147$$

$$u_U = 0.147 < u_{lU} = 0.392$$

Donc il n ya pas d'armature dans la zone comprimé A' = 0

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_U}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.147})$$

$$\alpha = 0.1997$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.1997$$

$$\beta = 0.9201$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_a = \frac{8.09 \times 10}{0.9201 \times 0.18 \times \frac{400}{1.15}}$$

$$A_a = 1.40 \text{ cm}^2$$

III.3.8.1.3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}, A_a) = 1,40 \text{ cm}^2$$

Choix :

On prend: 2HA10 = 1.57 cm².

III.3.9. Vérifications

III.3.9.1. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{1.5}; 5 \text{MPa} \right) = 3,34 \text{MPa}$$

(Fissuration peu préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{17.28 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,8 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Section et écartement des armatures transversales AT :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{min} \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,71 \text{mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

-L'espacement des armatures transversales :

Pour le cas de la flexion simple et on a : $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f'_{ij} \cdot k}{(0,9 \cdot f_e) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

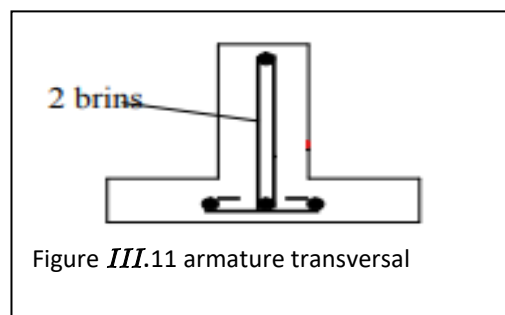
$$f'_{tj} = \text{min}(f_{tj}; 3,3 \text{MPa}) \Rightarrow f'_{tj} = 2,1 \text{MPa}$$

K=1 :(flexion simple)

A= n . ϕ_n le nombre de brin

ϕ : Le diamètre du brin

$$A_t = 2 * 0,28 = 0,57 \text{ cm}^2$$



Donc :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,57 \cdot 0,9 \cdot 235}{12 \cdot (0,8 - 0,3 \cdot 2,1)} = 59,096 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm};) \text{ [BAEL91r99 /art - A.5.1,22]}$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.9.2.Vérification de l'espacement :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,57 \cdot 235}{12 \cdot 15} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{[BAEL91r99/art - A.5.1,22]}$$

$$\Rightarrow 0,74 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.3.9.3.Vérification de la flèche au niveau du plancher :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

[BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{450} = 0,044 < 0,0625 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^S}{M_0^S} \right) = 0,044 < 0,159 \text{ C.N.V}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0193 < 0,0179 \text{ C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{max}}$ [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

f_{gv} , f_{gi} : Les flèches dus aux charges g.

f_{ji} : La flèche dus aux charges j.

f_{pi} : La flèche dus aux charges p.

Les flèches instantanée et différée F_{gi} , F_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.

La flèche instantanée F_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

La flèche instantanée F_{pi} dus à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500}$ (lorsque $L < 5m$) [BAEL 91r 99 / B.6.5, 3]

On doit vérifier que: $\Delta F_t \leq \frac{L}{500} = F_{admi}$

Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$\left\{ F_i = \frac{M \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fi}} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i - \mu} \\ \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 - (1,75f_{t28}) / (4\rho\sigma_s + f_{t28}) \\ \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \end{array} \right.$$

Pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$\left\{ F_v = \frac{ML^2}{10E_v I_{fv}} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \\ \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{2}{5} \lambda_i \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 - (1,75f_{t28}) / (4\rho\sigma_s + f_{t28}) \\ \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \end{array} \right.$$

I_0 : Moment de l'inertie de la section totale rendue homogène.

E_i ; E_v : Les déformations du béton successivement instantané et différé.

ρ : Le (pourcentage) ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en (MPa ou N/mm²).

b ; b_0 : Largeur de la table de compression et de la nervure.

I_{fi} ; I_{fv} : Moment de l'inertie fictive évaluée empiriquement.

$E_{ij} = 11000 f_c^{1/3} / = 32164,19$ MPa Module de déformation instantané [BAEL91 /A.2.1,21]

$E_{vj} = 1/3 \cdot E_{ij} = 10721,4$ Mpa Module de déformation différé [BAEL91 /A.2.1,2]

Charge prendre en compte :

Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (j) :

$j = (\text{Plancher de corps creux } (16+4) + \text{cloison}) \times b$

Étage courant $j = (2,8 + 0,75) \times 0,6 \Rightarrow j = 2,13 \text{KN} / \text{m}$

Terrasse $j = (2,8 + 0) \times 0,6 \Rightarrow j = 1,68 \text{KN} / \text{m}$

L'ensemble des charges permanentes (g) : $g = (G \text{ Total}) \times b$

Étage courant $g = 5,84 \times 0,6 \Rightarrow g = 3,50 \text{KN} / \text{m}$

Terrasse $g = 6,58 \times 0,6 \Rightarrow g = 3,95 \text{KN} / \text{m}$

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (P) : $P = (G + Q) \times b$

Etage courant $P = (5,84 + 1,5) \times 0,60 \Rightarrow P = 4,40 \text{KN} / \text{m}$

Terrasse $P = (6,58 + 1,5) \times 0,60 \Rightarrow P = 4,85 \text{KN} / \text{m}$

Centre de graviter :

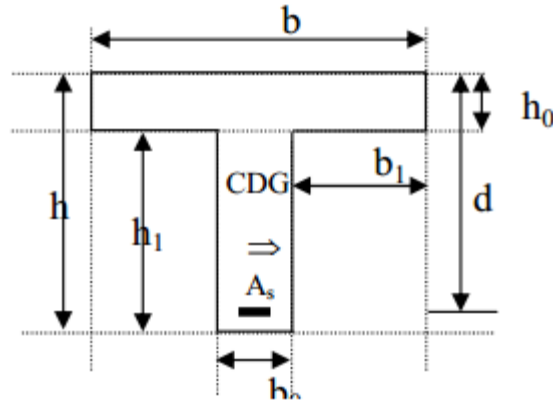


Figure III.12. centre de graviter

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{\left[(b \cdot h_0) \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right] + \left[(h - h_0) b_0 \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right] + [(n \cdot A_s) \times (h - d)]}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + (n \cdot A_s)}$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{[(60 \times 4)(20 - 2)] + [(16 \times 12) \cdot 8] + [(15 \times 3,39)2]}{(60 \times 4) + (16 \times 12) + (15 \times 3,39)} = 12,34 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 7,66 \text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$\text{Avec : } n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_0 = I_{GX} = \frac{b \cdot V_2^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_2 - h_0)^3}{3} + 15 A_s \cdot (d - V_2)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = \frac{60 \times (7,67)^3}{3} + \frac{12 \times (12,34)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (7,66 - 4)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 7,67)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = 21157,64 \text{cm}^4$$

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M \cdot n}{W} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M \cdot n}{I_0} y$$

y : La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$y = d - V_2 \Rightarrow y = 18 - 7,66 \Rightarrow y = 10,34 \text{cm}$$

Exemple de calcul :

Etage service :

$$M_j = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_j = 0,85 \frac{2,13 \cdot 4.50^2}{8} \sigma_s = \frac{M \cdot n}{I_0} y \Rightarrow \sigma_s = \frac{4,58 \cdot 15}{21157,67} \cdot 10,33 \cdot 10^3$$

$$\Rightarrow M_j = 4.58 \quad \sigma_s = 33,54 \text{ Pa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 2,524 \cdot (0.669)} = 17358.62 \\ \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0.016 \left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right)} = 2,524 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0.016 \times 33,54 + 2,1)} = 0.135 \\ \rho = \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 0.016 \end{array} \right.$$

$$F_i = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 0,4606$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.3 : Vérification de la flèche après de calcul

Etage		étage courant	Terrasse
L max (m)		4.50	4.50
Charges KN.m	j	2.13	1.68
	g	3.50	3.95
	p	4.40	4.85
M moment fléchissant KN.m	M j	4.58	3.61
	M g	7.53	8.5
	M p	9.47	10.44
Contrainte De l'acier Mpa	σ_{sj}	33.54	26.43
	σ_{sg}	55.15	62.25
	σ_{sp}	69.35	76.46
Coefficient	μ_j	0.134	0.031
	μ_g	0.347	0.396
	μ_p	0.438	0.475
λ_i		2.524	
λ_v		1.01	
Moment d'inertie	I_{fi}^j	17358.63	21584.54
fictif cm ⁴	I_{fi}^g	12407.00	11639.59

	$I_{f_i}^P$	11053.56	10584.11
	$I_{f_{iv}}^g$	17233.56	16624.33
La flèche Cm	f_j^i	0.166	0.105
	f_i^g	0.382	0.46
	f_i^P	0.539	0.395
	f_{vg}	0.818	0.98
ΔFt (cm)		0.809	0.81
Fadm (cm)		0.9	0.9
Vérification $\Delta Ft \leq Fadm$		C.V	C.V

III.3.9.4 Schéma de ferrailage:

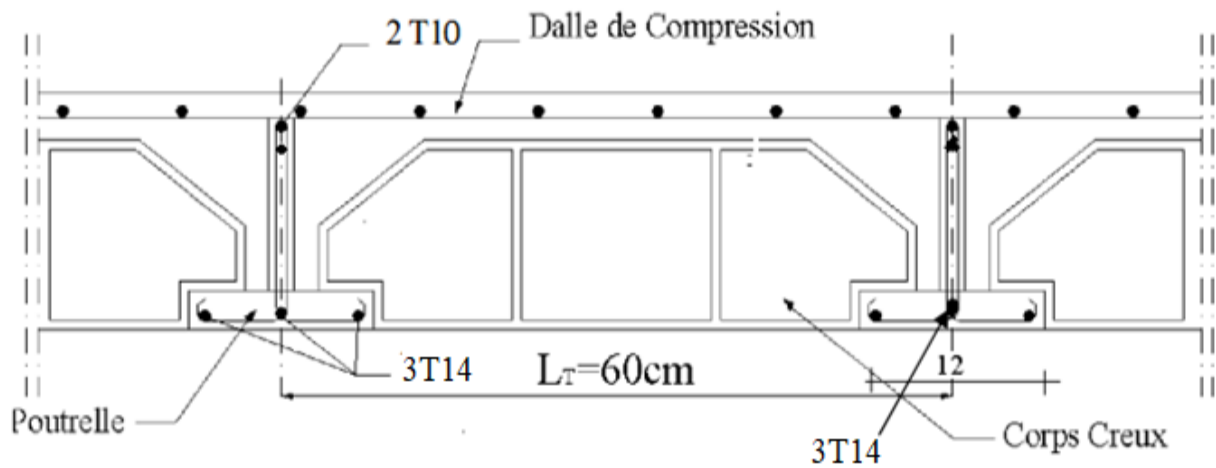


Figure III.13. ferrailage des poutrelle

III.10. Etude des dalles pleines:

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 appuyées sur le contour).

❖ **Method de calcul :**

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

- Pour $\alpha < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens (Fig.a.)
- Pour $0,4 \leq \alpha \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions (Fig.b.).

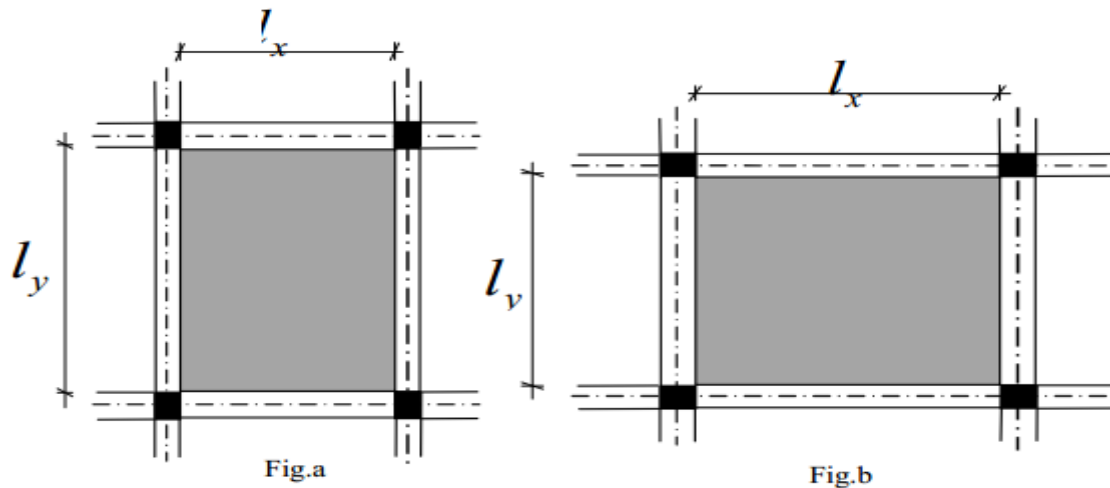
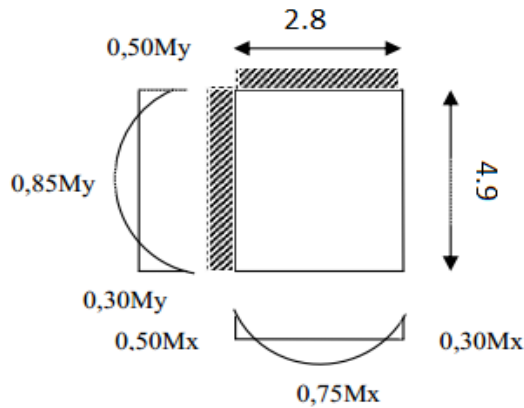
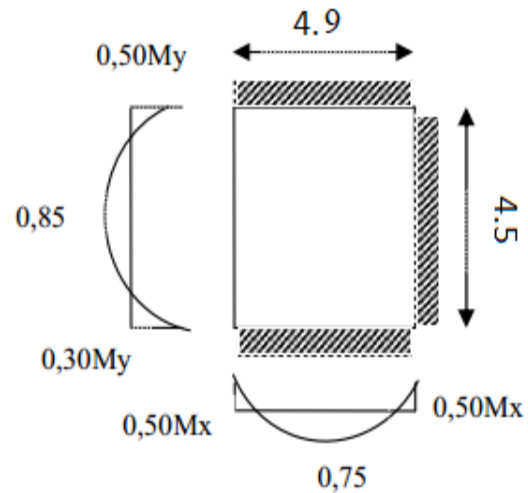


Figure III.14. Dimensions d'un panneau de dalle.

III.2.1. Schéma statique des différents types des panneaux :



Type I : panneau d'angle



Type II : panneau de rive

III .10.1.Détermination des moments dans les panneaux:

Combinaisons fondamentales : $G = 6,94 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$;

ELU : $q_u = (1.35G+1.5Q) \cdot 1\text{m} = 13.12 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9.44 \text{ KN/ml}$

III.10.1.1 Calcul des moments

Notre dalle porte suivant deux directions et d'après l'annex E3 du BAEL91 le calcul se fait panneau par panneau sous les sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u l^2; M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux}$$

D'où μ_x et μ_y sont des coefficients en fonctions de Q et ν (coefficients de poisson) $\nu=0$ pour le béton fissuré.

$$\text{ELS : } M_{sx} = \mu_{sx} \cdot q_s l^2; M_{sv} = \mu_{sv} \cdot M_{sx} \quad \nu=0.2$$

Calcul du Panneau 1 :

$$l_x = 4,8 - 0,30 \Rightarrow l_x = 4,50\text{m}$$

$$l_y = 5,2 - 0,30 \Rightarrow l_y = 4,90\text{m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,50}{4,90} = 0.918 > 0.40$$

Donc : la dalle porte suivant deux directions

D'Après le tableau :

$$\begin{array}{ll} \text{ELU : } \nu = 0 & \mu_x = 0.0448 \\ & \mu_y = 0.798 \\ \text{ELS : } \nu = 0.2 & \mu_x = 0.0419 \\ & \mu_\nu = 0.861 \end{array}$$

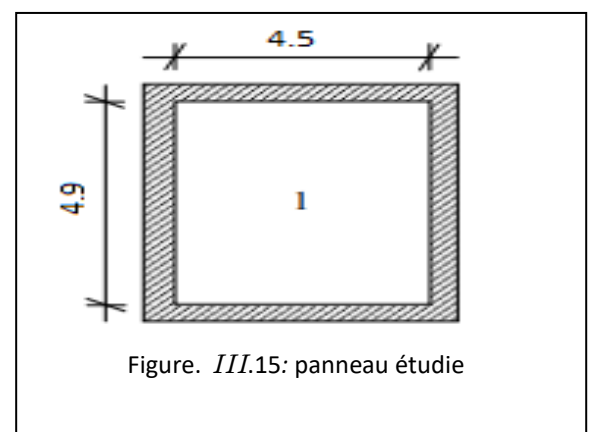


Figure. III.15: panneau étudié

ELU :

$$M_{0x} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot l^2 = 0.0448 \times 13,12 \times (4,50)^2 \rightarrow M_{0x} = 11.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_{uy} \cdot M_{ux} = 0.798 \times 11.90 \rightarrow M_{0y} = 9.496 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_{tx}^u = 0.75 \cdot M_x^u = 0.75 \times 11.9 = 8.925 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0.75 \cdot M_y^u = 0.85 \times 9.496 = 8.071 \text{ KN.m}$$

-Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 8.071 \geq \frac{8.925}{4} = 2.231$$

Donc $\begin{cases} M_{tx} = 8.925 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ty} = 8.071 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$

❖ **Moments en appuis:**

$$M_{ax}^u = 0.5 \cdot M_x^u = 0.5 \times 11.90 = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}^u = 0.5 \cdot M_y^u = 0.5 \times 9.496 = 4.748 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}^u = 0.3 \cdot M_y^u = 0.3 \times 9.496 = 2.849 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant (T)**

$$\begin{cases} T_x = q_U \frac{l_x \cdot l_y}{(2 \cdot l_x + l_y)} = 20.81 \text{ KN} \\ T_y = q_U \cdot \frac{l_x}{3} = 19.68 \text{ KN} \end{cases}$$

- ELS :

$$M_{0x} = \mu_{Sx} \cdot q_S \cdot l^2 = 0.0419 \times 9.44 \times (4.50)^2 \rightarrow M_{0x} = 8.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_{Sy} \cdot M_{Sx} = 0.861 \times 8.01 \rightarrow M_{0y} = 6.897 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_{tx}^S = 0.75 \cdot M_x^S = 0.75 \times 8.01 = 6.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^S = 0.75 \cdot M_y^S = 0.85 \times 6.897 = 5.862 \text{ KN.m}$$

-Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 8.071 \geq \frac{6.01}{4} = 1.502$$

Donc $\begin{cases} M_{tx} = 6.01 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 5.862 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Moments en appuis:**

$$M_{ax}^S = 0.5 \cdot M_x^S = 0.5 \times 8.01 = 4.005 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}^S = 0.5 \cdot M_y^S = 0.5 \times 6.897 = 3.449 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}^S = 0.3 \cdot M_y^S = 0.3 \times 6.897 = 2.069 \text{ kn.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant (T)

$$\begin{cases} T_x = q_S \frac{l_x \cdot l_y}{(2 \cdot l_x + l_y)} = 14.975 \text{ KN} \\ T_y = q_S \cdot \frac{l_x}{3} = 14.16 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau. III.4: récapitulatif des sollicitations maximales

Combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Ma [KN.m]	5.95	4.005	4.748	3.449
Mt [KN.m]	8.925	6.01	8.071	5.862
T [KN]	20.81	14.975	19.68	14.16

III.10.1.2 Calcul du ferrillage de la dalle pleine

-Sens X-X :

Mt max = 8.925 kN.m

Ma max = 5.95 kN.m

H = 16 cm ; d=0.9h=14.4cm ; b= 100 cm

$\sigma_{bc} = 0,85 F_c 28 / \gamma b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,17 \text{ MPa.}$

$\sigma_s = F_e / \gamma S = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$

- En travée :

$$u_U = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u_U = \frac{8.925 \times 10^{-3}}{(0.14)^2 \times 14.17} \Rightarrow u_U = 0.032$$

$u_U = 0.032 < u_{U'} = 0.392$

Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_U}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032})$$

$\alpha = 0.041$

$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.041$

$$\beta = 0.9836$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{8.925 \times 10}{0.9836 \times 0.14 \times \frac{400}{1.15}}$$

$$A_t = 1.863 \text{ cm}^2$$

❖ **condition de non fragilité:**

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{Rond Lisses (215; 235)} \\ 0,0008 & \text{Fe 400} \\ 0,0006 & \text{Fe 500} \end{cases} \quad [B.A.E.L 91r99 / art B.7.4.] \quad \rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_y = 0,0008 \cdot h_0 \cdot b \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} \cdot A_{\gamma min} \Rightarrow A_{xmin} = 1,894 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{xmin}) = 1,894 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures:** L'écartement des armatures :

$$St \leq \min(3h_0; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures:**

$$T12 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

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

Avec: disposition de première barre $e_1 = e/2 = 10 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la contrainte du béton**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{8.925}{6.01} = 1,49$$

$$\frac{1,49-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,495 > \alpha = 0,041 C.V$$

❖ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ (\text{Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

- **En appuis :**

$$u_U = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow u_U = \frac{5.95 \times 10^{-3}}{(0.14)^2 \times 14.17} \Rightarrow u_U = 0.021$$

$$u_U = 0.021 < u_{lU} = 0.392$$

Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u_U}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021})$$

$$\alpha = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \times 0.013$$

$$\beta = 0.995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \Rightarrow A_u = \frac{5.95 \times 10}{0.995 \times 0.14 \times \frac{400}{1.15}}$$

$$A_a = 1.228 \text{ cm}^2$$

- ❖ **condition de non fragilité:**

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{Rond Lisses (215; 235)} \\ 0,0008 & \text{Fe 400} \\ 0,0006 & \text{Fe 500} \end{cases} \quad [B.A.E.L 91r99 /art B.7.4.] \quad \rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_y = 0,0008 \cdot h_0 \cdot b \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} \cdot A_{ymin} \Rightarrow A_{xmin} = 1,912 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{xmin}) = 1,912 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures:** L'écartement des armatures :

$$St \leq \min(3h_0; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures:**

$$T12 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

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

Avec: disposition de première barre $e_1 = e/2 = 10 \text{ cm}$

- ❖ **Vérification de la contrainte du béton**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5,95}{4,005} = 1,49$

$$\frac{1,49-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,495 > \alpha = 0,013 \text{ C.V}$$

❖ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ (\text{Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

❖ **Ferraillage sur le sens XX**

Tableau . III.5. :ferraillage sur le sens XX

SensXX	M _u (KN.m)	u _U	α	β	A _s (cm ² /mℓ)	A _{xmin} (cm ² /mℓ)	Choix (/mℓ)	As (cm ² /mℓ)
Travée	8.925	0.032	0.041	0.9836	1.863	1.894	4T12	4.52
Appuis	5.95	0.021	0.13	0.995	1.228	1.912	4T12	4.25

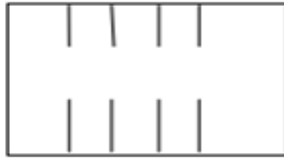
Ferraillage sur le sens YY :

Tableau III.6. :ferraillage sur le sens YY

Sens YY	M _u (KN.m)	u _U	α	β	A _y (cm ² /mℓ)	A _{xmin} (cm ² /mℓ)	Choix (/mℓ)	As (cm ² /mℓ)
Travée	8.071	0.032	0.041	0.984	1.684	1.89	4T12	4.52
Appuis	4.748	0.017	0.021	0.992	0.983	1.907	4T12	4.52

❖ Schéma de ferrailage :

En appuis



En travée

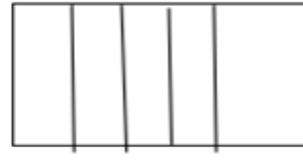


Figure III 16. ferrailage de panneau sens XX

En appuis



En travée

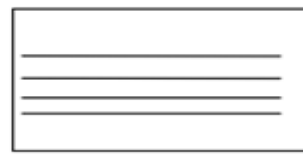


Figure.III 17. ferrailage de panneau sens YY

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

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

$$\tau_u = 0,05f_{c28}$$

il n'y a pas de reprise de bétonnage [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]

$$T_u^{max} = 20,81 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d_x} = \frac{20,81 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,15 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u < \tau_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.10.1.3.Vérification de la flèche :

Condition de vérification de la flèche : [C.B.A.93 / B.7.5]

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_t^{\max}}{20 \times M_x} \Rightarrow \frac{0,16}{4,5} > \frac{6,01}{20 \times 8,01} \Leftrightarrow 0,035 > 0,037 \dots \dots \dots C.N.V$$

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

La flèche n'est pas vérifiée ; l'épaisseur de la dalle sera égale à 20 cm.

$$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{450} = 0,044 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_{sx}} = \frac{1}{20} \cdot \frac{6,01}{8,01} = 0,037 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,002 < \frac{2MPa}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots C.V$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Chapitre IV :
Calcule des éléments
secondaire

IV-Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usages, Ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- L'acrotère
- Le balcon.
- Les escaliers.
- L'ascenseur.

IV.1- Etude de l'acrotère:

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il a pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goûte.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_P et un moment de flexion de l'application de la charge F_P .

✓ partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_P pour le calcul secondaire.

$$F_P = 4AC_P W_P.$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone, zone II-A groupe d'usage 2 donc

$$A=0,15$$

C_P : facteur de force horizontale $C_P = 0,8$.

W_P : poids de l'élément considéré.

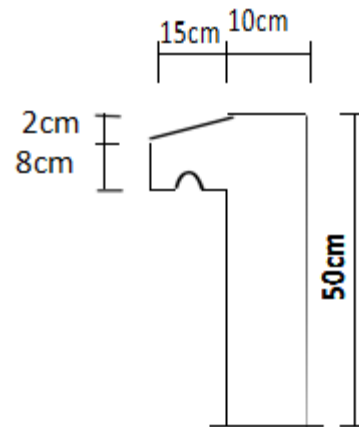
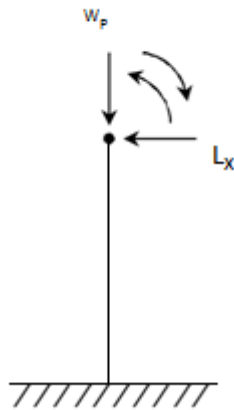


Fig. IV-2 : Schéma statique de l'acrotère

Fig. IV-1: Coupe verticale sur l'acrotère

Le calcul sera fait pour une bande de 1m et d'une épaisseur de 10cm.

Les surcharges sont estimées de $Q=1\text{KN/ml}$.

IV.1.1 Détermination des charges sollicitant :

❖ Poids propre :

$$W_P = ((0,5 \times 0,10) + (0,15 \times 0,02) + (0,15 \times 0,08) / 2) \times 25$$

$$W_P = 1,475 \text{KN/ml}$$

❖ Force horizontale :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,475$$

$$F_P = 0,708 \text{KN/ml}$$

Calcul à ELU :

$$M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h = 1,5 \times 0,708 \times 0,5 \Rightarrow M_u = 0,531 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p \Rightarrow N_u = 1,991 \text{ KN/ml.}$$

Calcul à ELS :

$$M_s = F_p \cdot h = 0,708 \times 0,5 \Rightarrow M_s = 0,354 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_s = W_p = 1,475 \text{ KN/ml.}$$

IV.1.2 Détermination de la sollicitation à l'encastrement :

1-Excentricité de premier ordre:

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,531}{1,991} \Rightarrow e_1 = 0,2667 \text{ m}$$

2-Excentricité additionnelle :

$$e_2 = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_2 = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

3- Excentricité due aux effets de second ordre liés à déformation de la structure :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,5$$

L_f : Longueur de flambement

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0,5 \Rightarrow L_f = 1 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,531}{1,5 \times 0,354} \right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_3 = \frac{3x(1)^2}{10000 \times 0.10} \times 2 \Rightarrow e_3 = 0.006m$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 \Rightarrow e = 0.2667 + 0.02 + 0.006$$

$$e = 0.2927m$$

$$e = 30cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3cm$$

$e > \frac{h}{2} - c$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en 2 flexion simple par un moment fictif.

$$M_F = N_u \times (e + \frac{h}{2} - c) = 1.991 \times (0.3 + \frac{10}{2} - 2)$$

$$\Rightarrow M_F = 0.538 \text{ kn.m/ml}$$

IV.1.3. Calcul de ferrailage :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{0.538 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_u = 0.0054$$

1-Les armatures longitudinales :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.0076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_s = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{0.538 \times 10^{-3}}{0.996 \times 0.08 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 0.20 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{0.2 \cdot b}{100} = \frac{0.2 \times 1 \times 0.1}{100} \times 10^4 \Rightarrow A_{\max} = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix d'armature :**

$$A_T = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

2-Les armatures de répartition:

$$A_t = \frac{A_5}{4} = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_t = 0,50 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :

$$A_t = 0,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

IV.1.4.Vérification d'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1,5F_p \Rightarrow T_{\max} = 1,5 \times 0.708 \Rightarrow T_{\max} = 1.062 \text{ KN / m}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{1.062 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.013 \times 10^{-2} \text{ MP}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} < \tau_{adm} \Rightarrow \text{C.V}$$

IV.1.5.VERIFICATION AU SEISME :

$$F_p \leq 1,5Q \Rightarrow Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml}$$

$$F_p = 0.85 < 1.5 \Rightarrow \text{C.V}$$

Schéma de ferrailage :

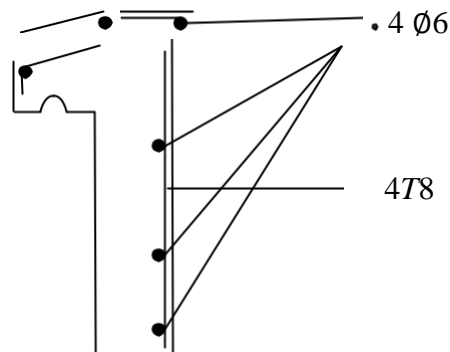


Fig. IV-3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.2-Etude des balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastree au plancher, réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur.

L'épaisseur du balcon est donné par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{120}{30} \leq e \leq \frac{120}{10} \rightarrow 4cm \leq e \leq 12cm$$

Donc l'épaisseur de la dalle de balcon est : $e = 15cm$

IV.2.1. Descente des charges :

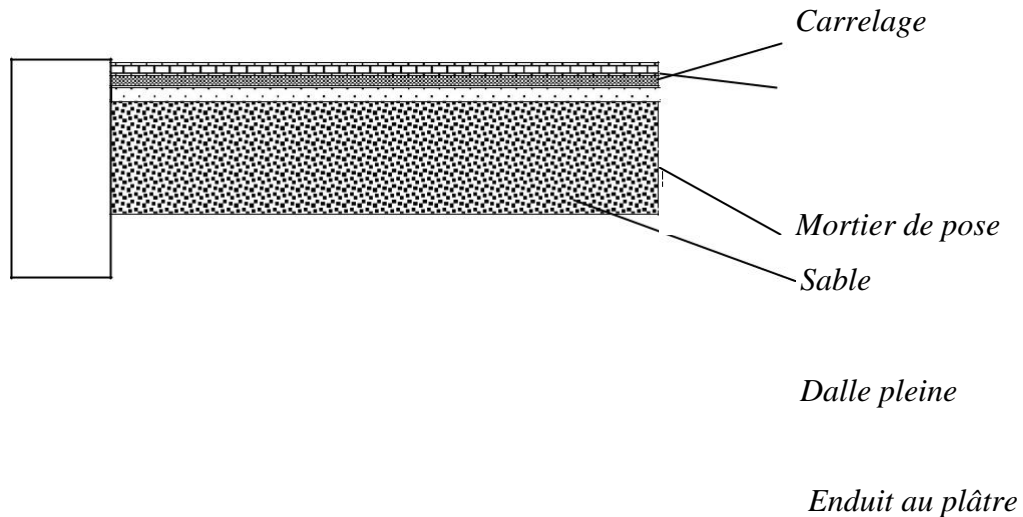


Figure IV-4 : Coupe sur balcon

❖ Charge permanente G :

N	Couches	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kN/m ²)
01	Carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Charges permanentes G				5.31
Surcharges d'exploitation Q				3.50

Tableau IV-1 : charge permanente (G) de balcon

❖ Charge d'exploitation Q :

$Q=3,50\text{KN/m}^2$ (balcon pour locaux à usage d'habitation)

Calcul de la charge due au poids du mur : $S= G_m \cdot h$

- ✓ Enduit extérieur..... $2 \cdot 0,18=0,36\text{KN/m}^2$
- ✓ Brique creuse($e=10\text{cm}$) $0,9\text{KN/m}^2$
- ✓ Enduit intérieure..... $2 \cdot 0,18=0,36\text{KN/m}^2$
- ✓ Bac fleur..... $1,25\text{KN/m}^2$

$$G_m=2,87\text{KN/m}^2$$

Hauteur du mur : $h=1,2\text{m}$

$$P'=2,78 \cdot 1,2=3,34\text{KN/ml}$$

IV.2.2.Evaluation des charges :

à ELU :

$$p_u=1.35G+1.5Q \Rightarrow P_u = 12.23\text{KN} / m$$

$$M_u = \frac{p_u l^2}{2} 1.35p'l \Rightarrow \frac{12,23 \cdot 1,2^2}{2} + 1.35 \times 3.34 \times 1.2$$

$$M_u = 14.2164 \text{ KN.m}$$

à ELS :

$$P_{ser} = Q+G \Rightarrow P_{ser} = 8.67\text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{2} + p'l \Rightarrow M_{ser} = 10.250 \text{ KN/ml}$$

IV.2.3.Calcul de ferrailage :

$$U_u = \frac{M_u}{b.d.f_{bu}} = \frac{14.216 \times 10^{-3}}{3.2 \times (0.135)^2 \times 14.17} \Rightarrow U_u = 0.055$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0.055)})$$

$$\alpha = 0.035$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.133$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 3.1 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$4T12 \Rightarrow A_s = 5.24 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Leftrightarrow A_t = \frac{4.52}{4} \Leftrightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}) 10^4 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = (A_{\text{cal}}, A_{\min}) = A_{\max} (1.13 ; 1.63) \text{ cm}^2 \quad A = 5.96 \text{ cm/ml} \quad \Rightarrow \quad 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

A ELS

IV.2.4. Vérification des contraintes :

Contrainte de béton comprimé : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{ej} \Rightarrow \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 10.2504 \text{ kn/ml}$$

➤ Section rectangulaire

➤ Flexion simple

➤ Acier FeF400

$$\Rightarrow \text{Si } \alpha < \frac{\sigma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\delta = \frac{Mu}{M_s} = \frac{14.116}{10.25} = 1.377$$

$$\frac{\sigma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.377-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4385$$

$$\alpha = 0.035 < \frac{\sigma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.4385$$

✓ Contrainte des aciers :

Fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire σ_s

IV.2.5. Vérification d'effort tranchant :

$$p_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 12.23 \text{ KN / m}$$

$$T_u = P_u l + L.35p' = 12.23 \times 1.20 + 1.35 \times 3.34 \Rightarrow T_u = 19.185 \text{ Kn}$$

$$\tau_{\text{Max}} = \frac{\tau_s}{b.d} \Rightarrow \tau_{\text{Max}} = \frac{19.185 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \Rightarrow \tau_{\text{Max}} = 0.044$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_s} ; 0.5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_{\text{Max}} = 0.044 < \tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

IV.2.6. Vérification de la flèche :

$$f_i = \frac{P_s L^4}{8 E_i} ; E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

✓ *centre de graviter :*

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{(100 \times 15 \times 7.5) + (15 \times 4.52 \times 13.5)}{(100 \times 15) + (4.52 \times 15)}$$

$$\text{Donc : } V_i = 7.76 \text{ cm} \Rightarrow V_i = 7.24 \text{ cm}$$

✓ *Moment de l'inertie :*

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + \sum A_i (d - V_i)^2 \Rightarrow I = 30460.25 \text{ CM}^4$$

$$f_i = \frac{8.67 \times (1.2)^4 \times 10^7}{8 \times (32164.195) \times 30460.25} \Rightarrow f_i = 0.023 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 0.48 \text{ cm}$$

$$f_i = 0.023 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0.48 \text{ cm} \Rightarrow \text{c.v}$$

Remarque :

Pratiquement ; on prolonge le ferrailage du balcon jusqu'au plancher pour avoir un contre poids.

IV.3.6. LE CONTRE POIDS :

CALCUL LONGUEUR DE CONTRE POIDS :

Poids du balcon ($e_p=15\text{cm}$) :

$$G_1 = 0,15 \times 1,2 \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 4,5 \text{ KN}$$

Poids de contre balancement ($e_p=20\text{cm}$) :

$$G_1 = 0,20 \times (L_c) \times 1 \times 25 \Rightarrow G_2 = 5 L_c$$

$$60\% \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 4,5 = L_c$$

$$\Rightarrow L_c = 0,54\text{m on prend } x = 0,60\text{m}$$

Avec : L_c : longueur de contre poid

Schéma de ferrailage :

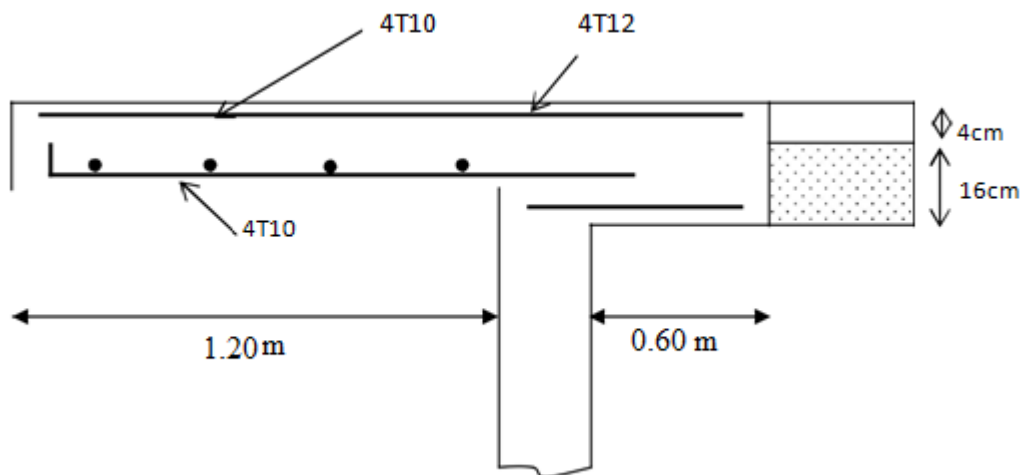


Fig. IV.5 schéma de ferrailage du balcon.

IV.3. Etude d'escalier:

IV.3.1 définition :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre

Eléments constitutifs :

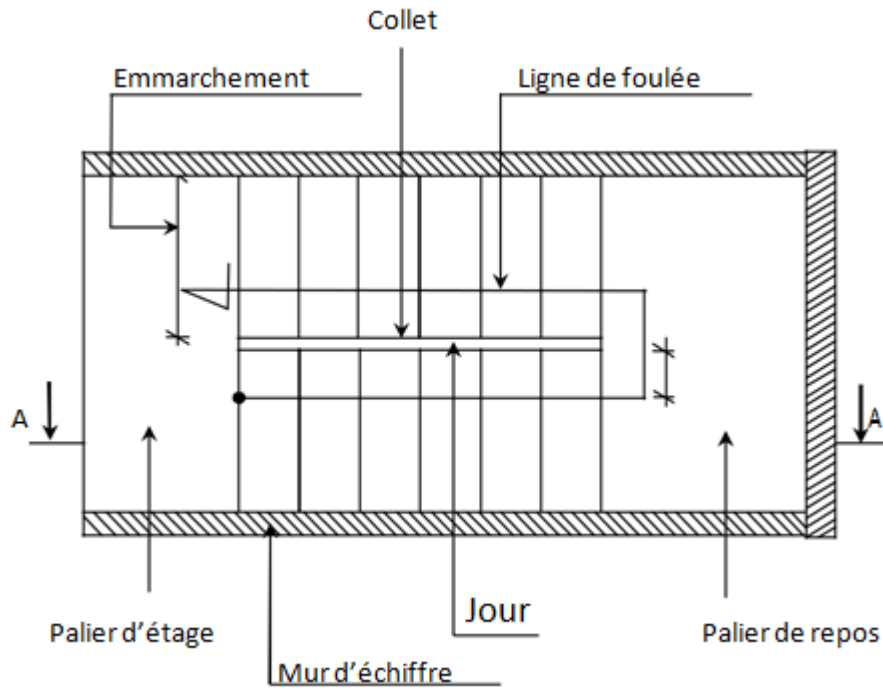


Fig. IV.6: Les éléments constitutifs d'un escalier

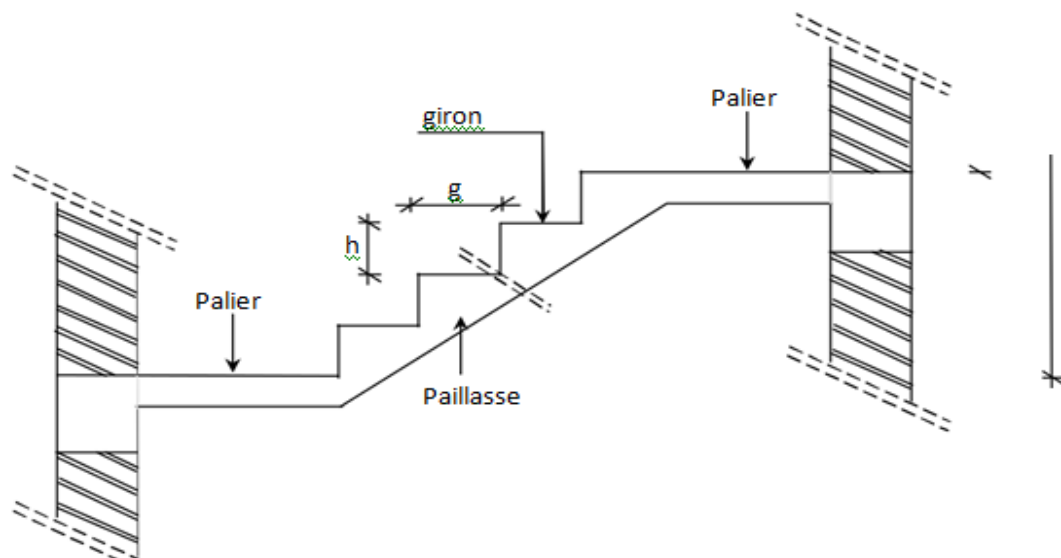


Fig. IV.7: Coupe AA

- ✓ Emmarchement : La longueur de la marche ;
- ✓ g : Giron (largueur d'une marche) ;
- ✓ h : Hauteur d'une marche ;
- ✓ Mur d'échiffre : Le mur qui limite l'escalier ;
- ✓ Paillasse : Le plafond qui monte sous les marches ;
- ✓ Contre marche : La partie verticale d'une marche ;
- ✓ Le jour : L'espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- ✓ Le collet : Le bord qui limite l'escalier du coté du jour ;
- ✓ Ligne de foulée : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracé a 50cm du coté de jour);
- ✓ Volée : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- ✓ Palier de repos : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- ✓ Palier d'arrivée : C'est le palier d'étage.

IV.3.2 type d'escalier :

Dans notre projet on a 3 type d'escalier:

- ✓ *Type 1* : Escalier à 1 volées avec1 paliers ;
- ✓ *Type 2* : Escalier à 1 volées avec2 paliers :

IV.3.2.1. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :
 $0.60m \leq 2h+g \leq 0.65m.$

On prend: $h=17cm$

$$60cm \leq 2 \times 17 + g \leq 65cm \Rightarrow 26cm \leq g \leq 31cm$$

On choisissant $g=30 cm$

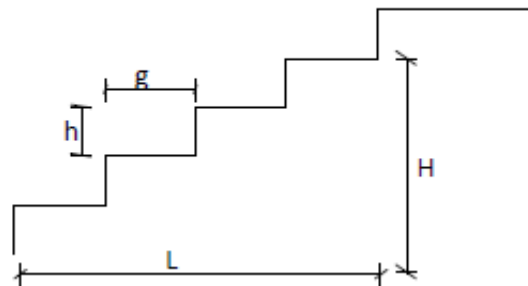


Fig. IV. 8 : la fourme de la pailasse

$$2h+g=2 \times 17+30 \Rightarrow 2h+g=64cm$$

$$g = L / n - 1 = n - 1 = 1.5 / 0.3 \Rightarrow n - 1 = 5$$

donc nous adoptons 6 contermarches de 17cm et 5 marches de 30cm

❖ L'inclinaison de la pailasse :

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54$$

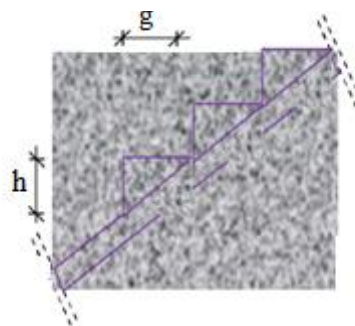


Fig. IV. 9 : L'inclinaison de la pailasse

❖ La longueur de la paillese :

$$L' = \frac{5 \times 0.30}{\cos(29.54)} = 2.76 \text{ m}$$

$$L' = \frac{5 \times 0.30}{\sin(29.54)} = 1.76 \text{ m}$$

❖ Epaisseur de la paillese (Paillese porteuse):

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.76}{30} < e < \frac{2.76}{20} \Rightarrow 9.2\text{cm} < e < 13.85\text{cm}$$

D'ou $e_p = (9, 2 ; 13,8) \text{ cm}$

Nous prenons $e_p = 20 \text{ cm}$ pour des raisons constructives.

Epaisseur de palier

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.90}{30} < e < \frac{2.90}{20} \Rightarrow 9.66\text{cm} < e < 14.50\text{cm}$$

On prend $e_{pal} = 15\text{cm}$ pour des raisons constructives.

IV.3.2.2. Combinaisons d'action :

	Palier kn.m	Volée
ELU $1,35G + 1,5Q =$	$1,35 + 5.31 \times 1,5 + 2,5$ $= 10.9185$	$1,35 + 7.68 \times 1,5 + 2,5 =$ 14.118
ELS $G + Q =$	$5,31 + 2,50 = 7,81$	$7.68 + 2,50 = 10,18$

Tableau IV.1.: combinaison d'action

IV.3.2.4. Calcul les sollicitations

Etat limite ultime (E L U) :

✓ Schéma statique :

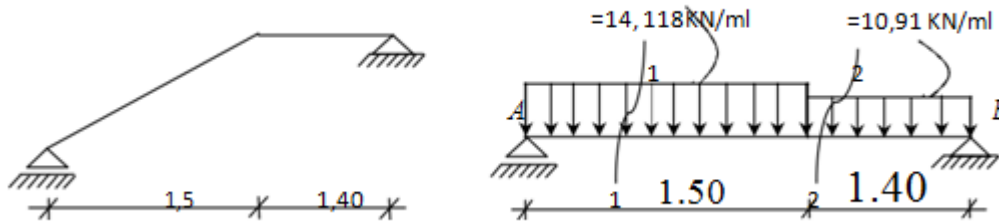


Fig. IV. 10: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

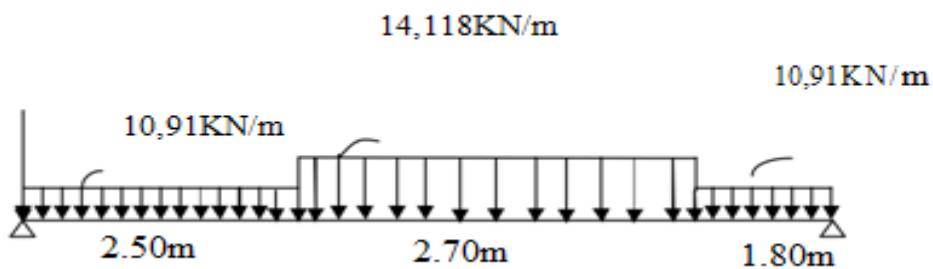


Fig. IV. 11: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec 2 palier de repos

❖ Calcul des réactions : $R_a = ?$ et $R_b = ?$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_a + R_B = (14.118 \times 1.5) + (10.91 \times 1.4) = 0$$

$$R_a + R_B = 36.45 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_a \times (1.5 + 1.4) - (14.118 \times 1.5) \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.4\right) - 10.91 \times 1.40 \times \left(\frac{1.4}{2}\right) = 0$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_a = 17.06 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1.5 + 1.4) - (14.118 \times 1.5) \times \left(\frac{1.5}{2}\right) - 10.91 \times 1.40 \left(\frac{1.4}{2} + 1.5\right) = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 19.38 \text{ KN}$$

✓ Vérification :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - F_{PAI} - F_{PAL} = 0$$

$$\Rightarrow 17.06 + 19.38 - (14.11 \times 1.50) - (10.91 \times 1.4) = 0$$

$$\Rightarrow 17.06 + 19.38 - 21.16 - 15.274 = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0 \quad \text{c. v}$$

❖ *Calcul du moment fléchissant maximum :*

➤ **Section 1-1 : $0 < x < 1,5$:**

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_u^{pai} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) &= R_A - q_u^{pai} \cdot x \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 17.06x - 14.118 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 17.06 - 14.118x \end{cases}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KNm} \\ T(0) = 17.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x = 1,50 \Rightarrow \begin{cases} M(1,50) = 9.70 \text{ KNm} \\ T(1,50) = -4.117 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_m) = 0 \Rightarrow 17.06 - 14.118x = 0 \Rightarrow x_m = 1.20 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1.20) = 10.30 \text{ KNm}$$

➤ **Section 2-2 : $0 < x < 1,4$:**

$$M(x) = R_B x - q_u^{pai} \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 19.38x - 10.91 \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -R_B x + q_u^{pai} x \end{cases}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN m} \\ T(0) = -19.38 \text{ KN} \end{cases}$$

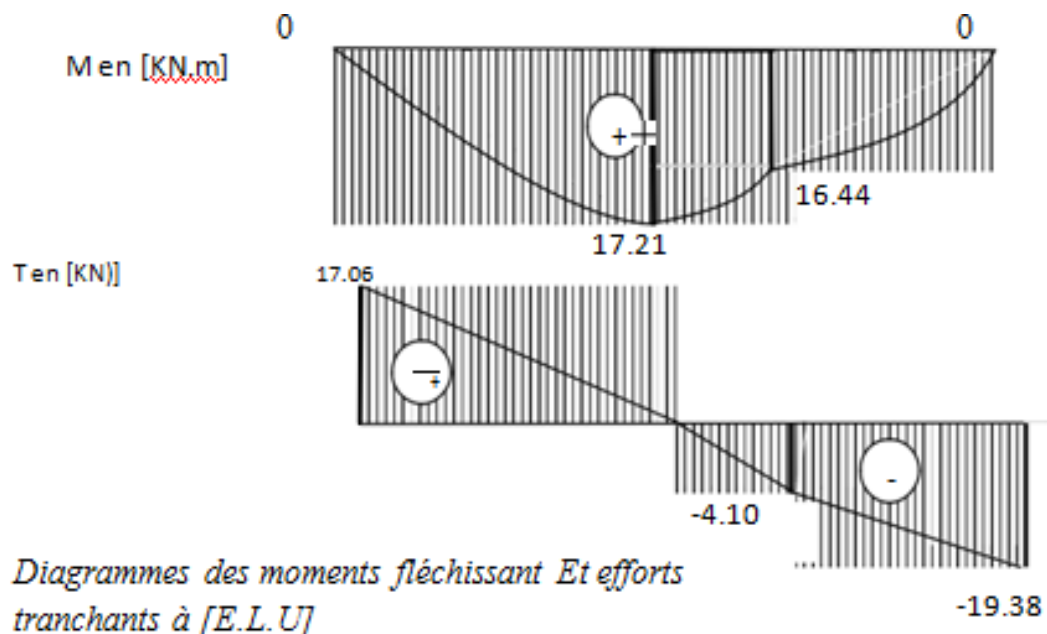
$$x = 1,40 \Rightarrow \begin{cases} M(1,40) = 16.44 \text{ KN m} \\ T(1,40) = -4.10 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_m) = 0 \Rightarrow -19.38 - 10,91 x = 0 \Rightarrow x_m = 1.776 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1.77) = 17.21 \text{ KN m}$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant:

✓ **Etat limite ultime (E L U) :**



Moment en appuis :

$$M_a^u = -0,2M_{\max} = -3.442KN.m$$

Moment en travée :

$$M_t^u = 0,8M_{\max} = 13.768KN.m$$

Etat limite service (E L S) :

Schéma statique :

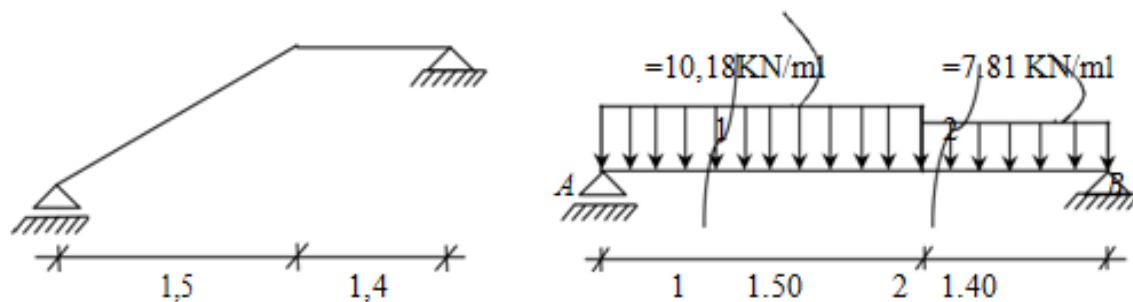


Fig. IV. 12: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

Calcul des réactions : $R_a = ?$ et $R_b = ?$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_a + R_B = (10.18 \times 1.5) + (7.81 \times 1.4) = 0$$

$$R_a + R_B = 26.20 KN$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_a \times (1.5 + 1.4) - (10.18 \times 1.5) \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.4\right) - 7.81 \times 1.40 \times \left(\frac{1.4}{2}\right) = 0$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_a = 12.24KN$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1.5 + 1.4) - (10.18 \times 1.5) \times \left(\frac{1.5}{2}\right) - 7.81 \times 1.40 \times \left(\frac{1.4}{2} + 1.5\right) = 0$$

$$\Sigma M / A = 0 \Rightarrow R_B = 13.95KN$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - F_{PAI} - F_{PAL} = 0$$

$$\Rightarrow 12.24 + 13.95 - (10,18 \times 1,50) - (7.81 \times 1,4) = 0$$

$$\Rightarrow 12.24 + 13.95 - 21.77 - 15.274 = 0$$

$$\Rightarrow 0 = 0 \quad \text{c. v}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

➤ **Section 1-1 : $0 < x < 1,5$:**

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_u^{pai} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) &= R_A - q_u^{pai} \cdot x \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} M(x) = 12.24x - 10.18 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 12.24 - 10.18 x \end{cases}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN m } \quad x = 0 \Rightarrow$$

$$T(0) = 12.24KN$$

$$x = 1,50 \Rightarrow \begin{cases} M(1,50) = 6.90 \text{ KN m} \\ T(1,50) = -3.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_m) = 0 \Rightarrow 12.24 - 10,18 x = 0 \Rightarrow x_m = 1.20 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1.20) = 7.35KN m$$

➤ **Section 2-2 : $0 < x < 1,4$:**

$$M(x) = R_B \cdot x - q_u^{pai} \cdot \frac{x^2}{2} \qquad M(x) = 13.95x - 7.81 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -R_B x + q_u x^2 \Rightarrow T(x) = -13.95 + 7.81 \cdot x$$

$$X=0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ T(0) = -13.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x_m) = 0 \Rightarrow -13.95 - 7.81 x = 0 \Rightarrow x_m = 1.79 \text{ m}$$

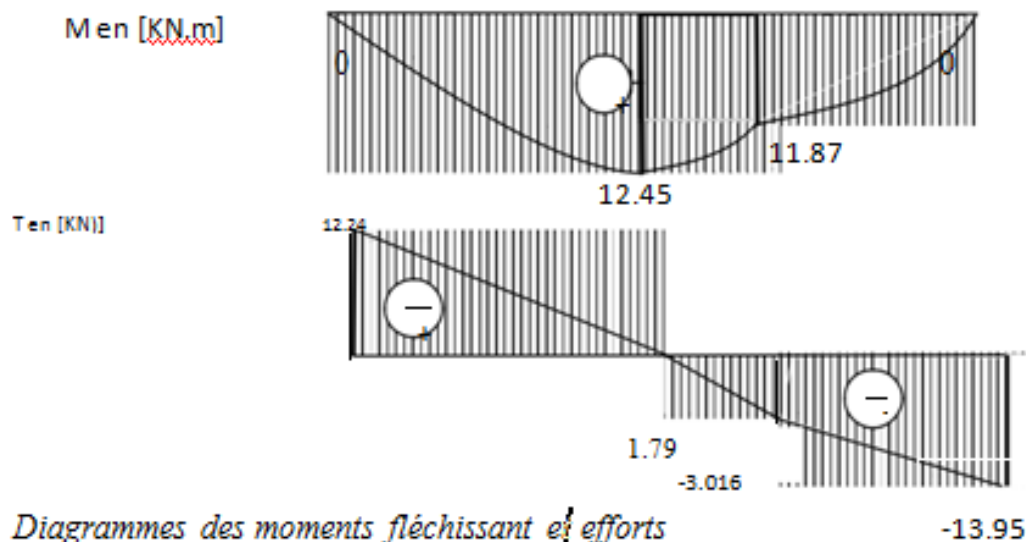
$$x = 1.40 \Rightarrow \begin{cases} M(1.40) = 11.87 \text{ KN.m} \\ T(1.40) = -3.016 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x_m) = 0 \Rightarrow 13.95 - 7.81 x = 0 \Rightarrow x_m = 1.79$$

$$M_{\max}(1.79) = 12.45 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant:

✓ **Etat limite ultime (E L S) :**



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à [E.L.S]

Moment en appuis :

$$M_a^u = -0,2M_{\max} = -3.86 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^u = 0,8M_{\max} = 9.96 \text{ KN.m}$$

Sollicitations	ELU	ELS
Mt max (KN.m)	13.76	9.96
Ma max (KN.m)	3.44	2.49
T max (KN)	19.38	13.95

Tableau. IV.3: les sollicitations maximales

.3.2.4.Calcul du ferrailage :

En travée :

✓ **Etat limite ultime (E L U) :** $M_t^u = 15.42 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.42 \cdot 10^{-3}}{14,17 \times 0,14^2} = 0.055$$

$$\mu_\ell = 0,392\mu_{bu} < \mu_\ell$$

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures:

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.07$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0,136 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{15,42 \times 10^{-3}}{348 \times 0,136} \cdot 10^4$$

$$A_s = 3,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL91r99/art - A.4.1,1}]$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures: [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

$$T12 \longrightarrow e = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

✓ *Etat limite de service (E.L.S.) :*

$$M_t^s = 13,76 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,42}{13,76} = 1,12$

$$\frac{1,12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31 > \alpha = 0,07 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_{b,lim} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

} \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Armatures de répartition :

$$A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^3 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures: [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

L'écartement des armatures : $S \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

On prend : $S = 33 \text{ cm/ml}$

✓ **Choix des armatures:**

T12 \longrightarrow $e = 33 \text{ cm}$.

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

• **En appuis :**

✓ **Etat limite ultime (E L U) :** $M_a^u = 5.33 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

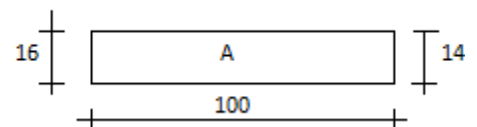
En appuis :

❖ **Etat limite ultime (E L U) :** $M_a^u = 3.86 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.86 \cdot 10^{-3}}{14,17 \times 0,14^2} = 0.0138$$

$$\mu_\ell = 0,392 \mu_{bu} < \mu_\ell$$



Donc : Il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

Détermination des armatures:

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.017$$

$$Z_b = d (1 - 0.4\alpha) = 0.0952 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{3.86 \times 10^{-3}}{348 \times 0.095} \cdot 10^4$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [BAEL91r99/art - A.4.1,1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b b_0 \times d d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement maximal des armatures:

[BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

$$\begin{aligned} T12 &\Rightarrow e = 33 \text{ cm.} \\ 2T12/\text{ml} &\Rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned}$$

	$M(\text{KN.m})$	μ	α	Z_b	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s(\text{cm}^2)$
Travée	15.42	0.055	0.07	0.136	3.25	1.69	5T12	5.65
Appuis	3.86	0.0138	0.017	0.095	1.15	1.69	2T12	2.26

Tableau IV.4 : sections d'armatures

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

$$M_{as} = 3.44 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{b0.6} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.86}{3.44} = 1.12$

$$\frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31 > \alpha = 0.017 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_{b0.6} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_{b0.6} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } \sigma_s \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

Armatures de répartition :

$$A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^3/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures:

[BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

On prend : $S = 33 \text{ cm/ml}$

Choix des armatures:

$$T12 \quad \Rightarrow \quad e = 33\text{cm.}$$

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

$$\tau = \frac{\tau_{max}}{b.d} \leq \tau_u$$

$$\tau_{lim} = \min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_s} ; 0.5 \text{ MPa} \right] \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = 19.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{19.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \dots\dots\dots c \cdot v$$

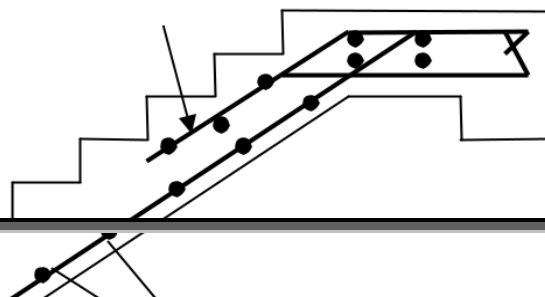
Donc :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

	M_U (KN.m)	Armatures longitudinale			Armatures de répartition		
		A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)	A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)
Travée	15.42	5.65	5T12	33	4.52	4T12	33
Appuis	3.86	1.69	4T12	33	4.52	4T12	33

Tableau IV.5 : sections d'armatures longitudinales et de répartition

IV.3.2.7. Schéma de ferrailage



T10e=33cm

T10e=33cm

T8e=33cm

T12e=20cm

Figure IV.13: ferrailage d'escalier étage courant

IV.3.3 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités.

IV.3.3.1 Pré dimensionnement :

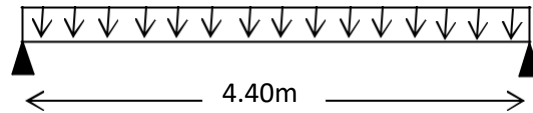


Fig.IV.14 Schéma statique de la poutre palière.

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}.$$

On prend $h = 35\text{cm}$

La largeur b : $0,4h \leq b \leq 0,8h$ $14\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$

On prend $b = 25\text{cm}$.

Vérification selon RPA 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ 1.4 \leq 4 \quad \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

IV.3.3.2.Evaluation des charges :

Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée

$$g_p = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.187\text{KN} / m$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

Avec 20% d'ouverture : $2,89 \times 0,80 = 2,312 \text{ KN/m}^2$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2,312 \text{ KN/m}^2$ (chapitre de pré- dimensionnement)

Charge permanente du palier de repos :

$$R_B = \frac{10,91 \times 4,4}{2} = 24 \text{ KN/m (E.L.U.)}$$

$$R_B = \frac{7,81 \times 4,4}{2} = 17,18 \text{ KN/m (E.L.S.)}$$

IV.3.3.3. Combinaisons fondamentales :

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

$$q^u = 1,35 \times (g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q^u = 1,35 \times (2,87 + 2,312) + 24$$

$$q^u = 30,99 \text{ KN/m}$$

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

$$q^s = (g_{\text{poutre}} + g_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q^s = (2,87 + 2,312) + 17,18 = 22,36 \text{ KN/m}$$

IV.3.3.4. Calcul les Sollicitations

Moment fléchissant :

$$M_0^u = \frac{q^u l^2}{8} = \frac{30,99 \times (4,4)^2}{8} = 74,99 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t^u = 0,85 M_0^u \Rightarrow 0,85 \times 74,99 = 63,74 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_a^u = 0,3 M_0^u \Rightarrow 0,3 \times 74,99 = 22,497 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{30,99 \times 4,4}{2} = 68,17 \text{ KN.m}$$

Sollicitations	ELU	ELS
$M_t \text{ max (KN.m)}$	63.74	45.99
$M_a \text{ max (KN.m)}$	22.49	16.23
$T \text{ max (KN)}$	68.17	35.31

Tableau. IV 6: Tableau récapitulatif les sollicitations maximales

IV.3.3.4.Calcul du ferrailage :✓ En travée :Etat limite ultime (E L U) : $M_t^u = 63.74 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Moment réduit

$$\checkmark d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,35 = 31,5 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{63 \cdot 74 \cdot 10^{-3}}{14.17 \times 0,25 \times 0,315^2} = 0.181 < \mu_e$$

Donc :

il n ya pas d'armature dans la zone comprimée. $A' = 0$ **Détermination des armatures:**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.251$$

$$Z_b = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0,283 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{63.74 \times 10^{-3}}{348 \times 0.136} \cdot 10^4$$

$$A_t = 6.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times dd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,95 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL91r99/art - A.4.1,1}]$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 6,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$2\text{T}12+2 \text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \Rightarrow 0,45 > 0,251 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

- En appui :

$$\text{Etat limite ultime (E L U) : } M_{ax}^u = 22,49 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{22 \cdot 49 \cdot 10^{-3}}{14,17 \times 0,25 \times 0,315^2} = 0,064 < \mu_e$$

Donc :

il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée. $A' = 0$

❖ **Détermination des armatures:**

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,082$$

$$Z_b = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,30 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{22,49 \times 10^{-3}}{348 \times 0,30} \cdot 10^4$$

$$A_t = 2.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times dd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 31.5 \times \frac{2,1}{400} = 0,95 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL91r99/art - A.4.1,1}]$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$2 \text{ T12/ml} \longrightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

	$M(\text{KN.m})$	μ	α	Z_b	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s(\text{cm}^2)$
Travée	63.74	0.181	0.251	0.283	6.67	0.95	2T12+2T12	5.67
Appuis	22.49	0.064	0.082	0.30	2.15	0.95	2T12	2.15

Tableau IV.7 : sections d'armatures poutre paliere

Vérification de la contrainte du béton :

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 x$

$f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Acier FeE400

Avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.4$

$$\frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31 > \alpha = 0.07 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

} \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

IV.3.3.5.Calcul des armatures transversales :

$$T_{\max}^U = 68.17 \text{ KN.m}$$

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

Contrainte tangente

[BAEL91r99 /art-A.5.1,1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{68.17 \cdot 10^{-3}}{0,25 \cdot 0,315} = 0,865 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :

Contrainte tangente limite

[BAEL91r99 /art-A.5.1,21]

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,865 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

-Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right) = 10 \text{ mm} \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

Si on prend $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$)

L'espacement des armatures transversales :

Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(0,432; 0,40 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,432 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{1 \times 235}{0.432 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 21.75 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } S_t \leq \max(0.9d; 4\text{cm}) = 28.35$$

Donc on adopte $S_t = 17.5\text{cm}$

➤ Vérification selon RPA 2003 :

- Zone nodale : $\min h / 4; 12 \Rightarrow S_t = 8.75$
- En d'hors de la zone nodale : $S_t = h / 2 \Rightarrow S_t = 17.5\text{cm}$
- Donc $S_t = 5\text{cm}$ en zone nodale et $S_t = 17.5\text{cm}$ en d'hors de la zone nodale.

IV.3.3.6. VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$F_i = \frac{5 \cdot P_{ser} \cdot L^4}{384EI}$$

➤ Centre de graviter :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{(35 \times 25 \times 17.5) + (17.5 \times 5.65 \times 31.5)}{(35 \times 25) + (5.65 \times 17.5)}$$

$$\text{Donc : } V_1 = 18.92 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 16.08 \text{ cm}$$

✓ *Moment de l'inertie :*

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 17.5 A_s (d - V_i)^2 \Rightarrow I = 103230.35 \text{ CM}^4$$

$$F_i = \frac{5 \times 18.92 (4.4)^4 \times 10^7}{8 \times (32164.195) \times 103230.35} \Rightarrow F_i = 0.30\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.88 \text{ cm}$$

$$F_i = 0.30 \text{ cm} < f_{adm} = 0.88\text{cm} \Rightarrow \text{c.v}$$

IV.3.3.7. Schéma de ferrailage

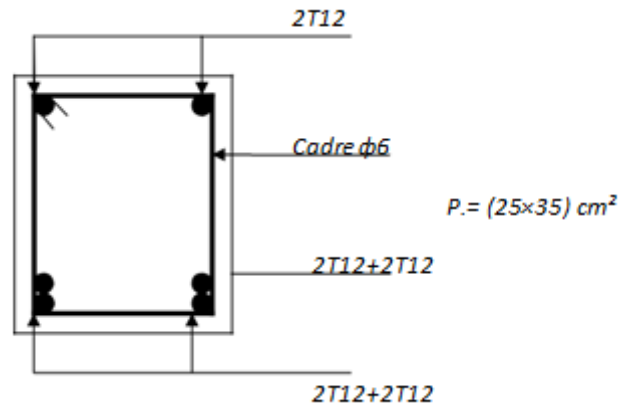


Fig. IV.15: ferrailages de la poutre palière

IV.4. Etude de l'ascenseur

Introduction :

L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures de cinq (8) étages et plus, elle est composée essentiellement de trois constituants :

La cabine ou la benne : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

Le treuil de levage et sa poulie : est un cylindre horizontal mobil autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule ses mouvement de monté et de descendes.

La contre poids : à pour but d'équilibre la cabine et la charge utile.

La salle réservée à la machinerie est située en sous-sol pour notre projet, comme peut située à la terrasse, elle contient un moteur assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

IV-4.1 Caractéristiques des ascenseur :

Charges nominales : on distingue les charges suivantes (en kilogramme) 320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500.

Vitesse nominales : les vitesses les plus utilisées en mètre par seconde (m/s) sont : 0,4 - 0,62 -1-1,6-2,5.

✓ Suivant la norme (NF.P82.208); l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée 8 personnes, donc on a une charge nominale de 630Kg pour une vitesse de 1,6m/s

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

-Largeur de la cabine :	$L_c = 1.10m$
-Profondeur de la cabine :	$P_c = 1.40m$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.60m$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 2.10m$
-Hauteur de la cabine :	$H_c = 2.20m$
-Largeur du passage libre :	$L_p = 0.80m$
-Hauteur du passage libre :	$H_p = 2,00m$
- Epaisseur de la dalle machine :	$e = 15cm$

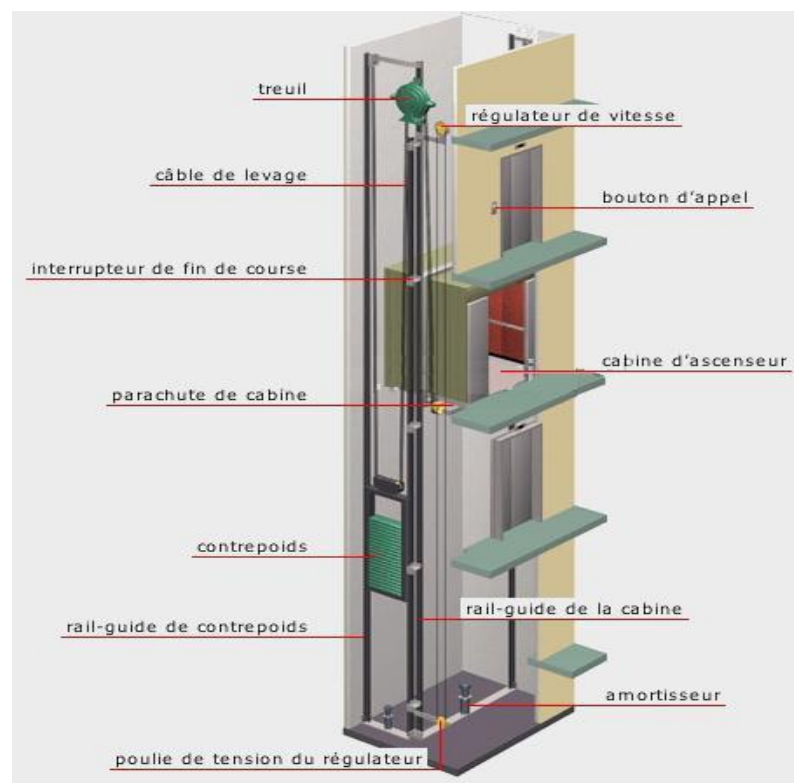


Figure IV.16 : Schéma d'un ascenseur

IV-4.2.Descente de charge :

✓ Charge d'exploitation:

$$q = 6,30 \text{ KN} \rightarrow (8 \text{ Personnes})$$

✓ Charge permanente : (NEP 82-209)

Masse de la cabine M_1 :

$$\text{Surface latérale } S_1 : S_1 = (L_C + 2 \times P_C) \times H_C = (2 \times 1.4 + 1.1) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = 8.58 \times 1.1 \times 11.5 = 1.08 \text{ KN}$$

Masse du plancher M_2 :

$$S_2 = L_C \times P_C = 1.1 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 1.54 \times 1.10 = 1.69 \text{ KN}$$

Masse du toit M_3 :

$$S_3 = L_C \times P_C = 1.14 \times 1.27 = 1.45 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0,20 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_3 = 20 \times 1.45 = 0,29 \text{ KN}$$

Masse de l'arcade M_4 :

$$M_4 = 0,60 \text{ KN} + (0,60 \text{ KN/m} \times L_C \text{ (m)}) \Rightarrow M_4 = 0,60 + (0,8 \times 1.10) = 1,48 \text{ KN}$$

Masse du parachute M_5 :

$$M_5 = 1,00 \text{ KN} \text{ (à prise amortie)} ; (V > 1 \text{ m/s})$$

Masse des accessoires M_6 :

$$M_6 = 0,80 \text{ KN}$$

Masse de la porte M_7 :

$$M_7 = 0,80 + 0,25 \times (0,8 \times 2) = 0,012 \text{ KN}$$

Masse des poulies de moulages M_8 :

$$M_8 = 0,03 \times n = 0,3 \times 2 = 0,6 \text{ KN} \text{ (n = 2 poulies)}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_m = \sum_{i=1}^8 M$$

$$P_m = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 = 6.95 \text{ KN}$$

Masse du contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{q}{2} \Rightarrow P_p = 6.95 + \frac{6,30}{2} = 10.1 \text{ KN}$$

Avec : P_p : Contre poids
 P_m : Poids mort
 q : Charge en cabine

La masse de treuil +moteur : $P=12.00\text{KN}$

La masse des câbles :

Généralement $\frac{D}{d} = 40$ on prend $\frac{D}{d} = 45$

Avec :

D : Diamètre de poulies de moulages = 550 mm

d : Diamètre de câble

$$d = \frac{D}{45} = \frac{550}{45} = 12.22\text{mm}$$

$$d = 12,22 \text{ mm}$$

Caractéristiques du câble :

La charge admissible totale : 81,52 KN

Masse linéaire : 0,515daN

Coefficient de sécurité de câblage=0.85.

$$C_T = C_s \times M \times \frac{1}{0.85} = C_5(q + P_m) \times \frac{1}{0.85}$$

$$C_T = \frac{12(6,30 + 6.95)}{0.85} = 187.06\text{KN}$$

$$n = \frac{C_t}{C_{rl} \times m} = \frac{18706}{8152 \times 2} = 1.15$$

Soit : $n = 2$ câbles.

Détermination des poids des câbles M_c :

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 47.78 = 49.21 \text{ daN} = 0.49\text{KN}$$

-la charge permanente totale : $G=6,95+12.00+0.49+10.1=29.54 \text{ KN}$

IV-4.3. Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU} : Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 29.54 + 1.5 \times 6,30) = 49,33\text{KN}$$

$$\text{ELS} : Q_s = G + Q = 29.54 + 6,30 = 35.84 \text{ KN}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis), chaque appui prendre un quart (1/4) de la charge total.

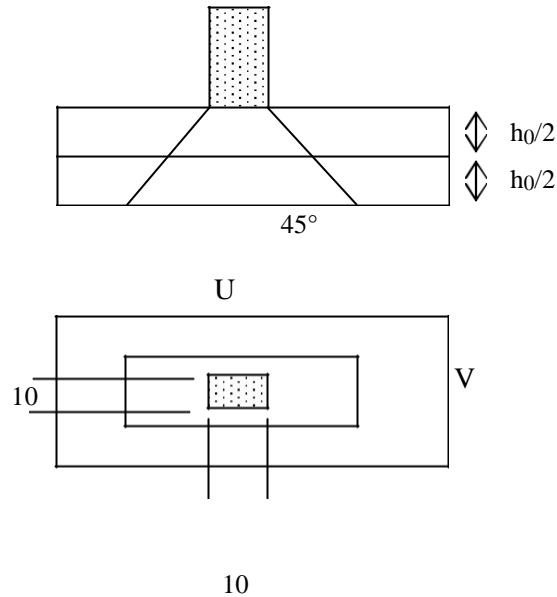


Fig.IV.17. Schéma de poinçonnement.

✓ **Pour chacun des quatre appuis :**

$$q_u = Q_u / 4 = 12,33 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = Q_s / 4 = 8.96 \text{ KN}$$

D'après l'article A 5. 2. 4. du CBA93

Si $q_u < \bar{Q}_u = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{e2t}}{\gamma_b} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

avec :

q_u : Charge utile pour chaque appui ;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par l'article A3.25 du BAEL91;

h : Epaisseur totale de la dalle=15cm ;

u : Dimension parallèle à L_x ;

v : Dimension parallèle à L_y .

Surface d'impact : $a \times b = (0.10 \times 0.10) \text{ m}^2$

$$u = v = \left[a + 2 \frac{h}{2} \right] = 10 + 2 \frac{15}{2} = 25 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour fig(4) une dalle de dimensions ($L_x L_y$) soumise a une charge oncentrique (A) répartie sur un rectangle (U V).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D.

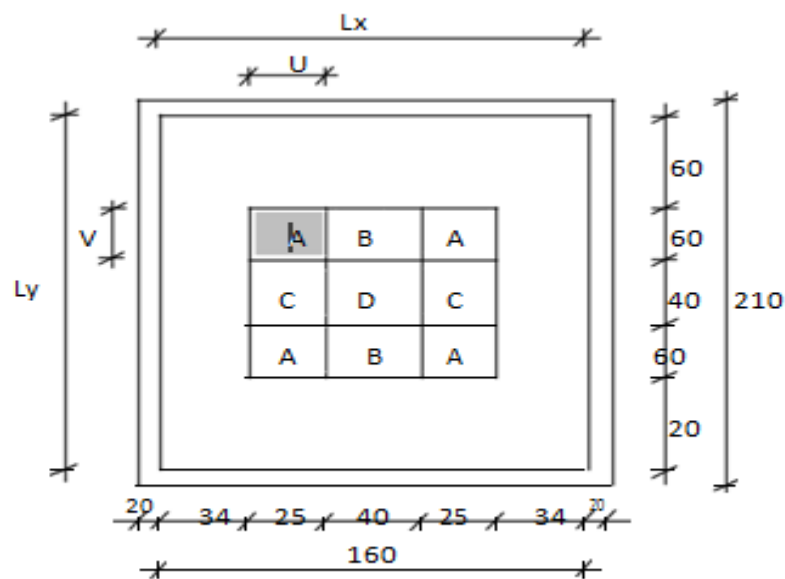


Fig IV.18. Schéma de la dalle pleine d'ascenseur

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

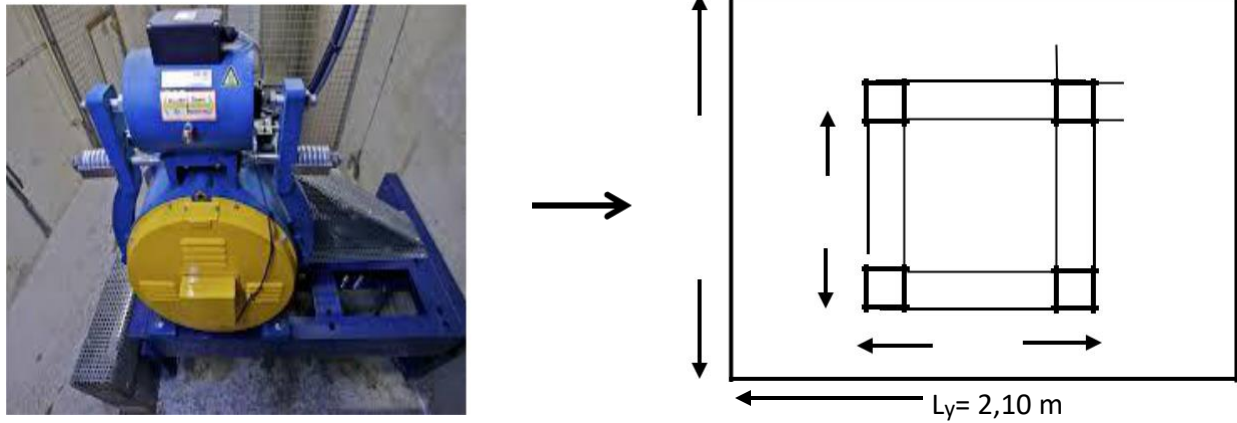


Figure IV.19 : Dimensions de la charge concentrée

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,60}{2,10} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\text{Donc : } M_{xC} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})$$

$$M_{yC} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})$$

Avec : $M_x = M_1 \times Q_u$ et

$$M_x = M_1 \times Q_u \Rightarrow Q_u = P_u \times S \Rightarrow S = U \times V$$

U(m)	I	II	III	IV
	0.90	0.40	0.90	0.40
V(m)	0.9	0.90	0.40	0.40
S(m ²)	0.81	0.36	0.36	0.16
U/Lx	0.56	0.25	0.56	0.25
V/Ly	0.43	0.43	0.19	0.19
M ₁	0.108	0.146	0.117	0.162
M ₂	0.068	0.078	0.099	0.118
$Q_u = P_u \cdot S$ [KN]	639.31	284.14	284.14	126.28
$Q_s = P_s \cdot S$ [KN]	464.48	206.43	206.43	91.75
M_X^U [KN.m]	85.24	115.23	92.34	127.86
M_Y^U [KN.m]	53.67	61.56	78.13	93.13
M_X^S [KN.m]	69.73	92.66	78.44	106.43
M_Y^S [KN.m]	51.38	61.47	70.18	86.24
M_{XC}^U [KN.m]	5.53			
M_{YC}^U [KN.m]	7.11			
M_{XC}^S [KN.m]	5.06			
M_{YC}^S [KN.m]	5.97			

Tableau. IV. 8: *Tableau récapitulatif des résultats*

✓ Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15 \text{ cm}$) $G = 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $P = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Combinaison fondamentale :

Etat limite ultime :

$$Q_{RU} = 1,35G + 1,5P$$

$$Q_{RU} = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1,00 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{RU} = Q_{RU} \times 1,00 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

Etat limite de service :

$$Q_{RS} = G + P$$

$$Q_{RS} = 3,75 + 1,00 = 4,75 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$Q_{RS} = Q_{RS} \times 1,00 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

Etat limite ultime:

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times Q_{RS} \times l_x^2 \\ M_{yz} = \mu_{yu} \times M_{xr} \end{cases}$$

Suivant la direction l_x

Suivant la direction l_y

Etat limite de service :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \end{cases}$$

Suivant la direction l_x

Suivant la direction l_y

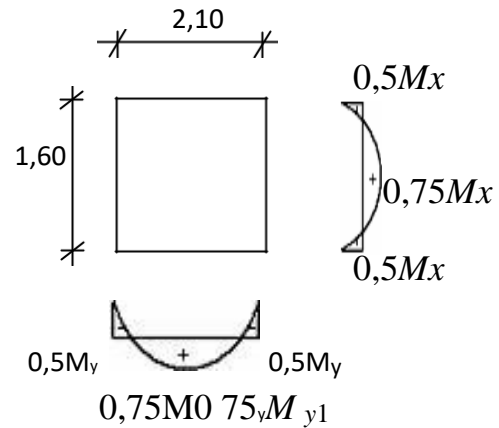


Fig.IV.17: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

✓ Calcul des moments dus aux charges réparties :

• Etat limite ultime :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,10} = 0,76 \quad \mu_x = 0,0609 \text{ et } \mu_y = 0,5275$$

$$M_{xr}^u = 0,0671 \times 6,56 \times 1,60^2 = 1,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{yr}^u = 0,5275 \times 1,02 = 0,539 \text{ KN.m}$$

• Etat limite de service :

$$M_{xr}^s = 0,0672 \times 4,75 \times 1,60^2 = 0,817 \text{ KN.m}$$

$$M_{yr}^s = 0,6579 \times 0,817 = 0,537 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments de la dalle machine :

Les moments appliqués au centre de la plaque seront donc :

$$M = M_c + M_r$$

Avec :

M_c : Moment concentrés

M_r : Moments réparties

• Etat limite ultime :

$$\begin{cases} M_x = M_{cx}^u + M_{xr}^u = 5,53 + 1,02 = 6,55 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{cy}^u + M_{xy}^u = 7,11 + 0,539 = 7,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Etat limite de service :

$$\begin{cases} M_x = M_{cx}^s + M_{xr}^s = 5,06 + 0,817 = 5,88 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{cy}^s + M_{xy}^s = 5,97 + 0,537 = 6,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en appuis et en travée valent alors :

	E.L.U	E.L.S
M_{tx} [KN.m]	5.57	5.00
M_{ax} [KN.m]	3.28	2.94
M_{ty} [KN.m]	6.50	5.53
M_{ay} [KN.m]	3.83	3.26

Tableau. IV. 9: *Tableau récapitulatif des moments en appui et en travée*

Calcul du ferrailage de la dalle

✓ Ferrailage sur le sens XX :

Sens XX	M_u KN.m	μ	α	Zb	A_s cm^2/ml	A_{min} cm^2/ml	Choix /ml	A_s cm^2/ml
Travée	5.57	0.022	0.028	0.13	0.20	1.28	4T12	4.52
Appuis	3.28	0.013	0.016	0.13	0.7	1.28	4T12	4.52

Tableau IV.10 : *ferrailage sur le sens XX*

✓ Ferrailage sur le sens YY :

Sens YY	M_u KN.m	μ	α	Zb	A_s cm^2/ml	A_{min} cm^2/ml	Choix /ml	A_s cm^2/ml
Travée	6.50	0.025	0.032	0.13	1.40	1.28	4T12	4.52
Appuis	3.83	0.015	0.019	0.13	0.82	1.28	4T12	4.52

Tableau IV.11 : *ferrailage sur le sens YY*

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

✓ *Vérification de la contrainte du béton :*

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Sens XX :

	$M (KN .m)$	$M_{ser} (KN .m)$	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	5.57	5.00	1.11	0.028	0.305	C.V
Appuis	3.28	2.94	1.11	0.016	0.305	C.V

Tableau. IV.12: *vérification de la contrainte de service limite pour le béton sur sens XX*

Sens YY :

	$M (KN .m)$	$M_{ser} (KN .m)$	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	5.57	5.00	1.17	0.032	0.335	C.V
Appuis	3.28	3.26	1.17	0.019	0.335	C.V

Tableau. IV.13: *vérification de la contrainte de service limite pour le béton sur sens YY*

Chapitre V:
Etude sismique

V.Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version2003]

V.1- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA99 Version 2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode dynamique modale spectrale.

Méthode statique équivalente :

a) Principe de la méthode :

[RPA99version2003/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

b) Conditions d'application : [RPA 99 version 2003/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Régularité en plan :

[RPA99 version 2003/3.5.1.a]

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce

Régularité en élévation

[RPA99 version2003/3.5.1.b]

- b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- b2.** Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- b3.** La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.
La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

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 « Robot Structure 2011»**)

V.1.2 Méthode dynamique :**a).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.

b).Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré 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].

c). Présentation du logiciel :

Le programme Robot 2011 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.

d). 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. Robot 2011 (figure V.2)

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- ✓ 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 charges : pour notre cas, on a trois type :
 - 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) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0,8G \pm E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q + 1,2E$

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



Fig .V.1:L'interface du Robot 2014

Préparation des données de Robotba:

Coefficient d'accélération A :

Coefficient d'accélération de la zone (donné par le tableau 4-1 ,RPA 99V 2003)

On a

$$\text{On a } \begin{cases} \text{zone II} \\ \text{grouped'usage2} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

Facteur de qualité Q :

$$Q=1+\sum_q P_q=1P_q$$

Q : facteur de qualité donnée par l'expression

P_q : pénalité retenir selon le critère de qualité **q**

Critère q	Sens x-x	Sens y-y	Sens X-X	Sens Y-Y
Condition minimale sur les files de Contreventement	0	0.05	Obs	N-Obs
Redondance en plan	0.05	0,05	N-Obs	N-obs
Régularité en plan	0.05	0,05	N-obs	N-obs
Régularité en élévation	0	0	Obs	Obs
Control de la qualité de matériau	0.05	0,05	N-obs	N-obs
Control de la qualité d'exécution	0.10	0,10	N-obs	N-obs
Q = 1+			0,25	0,3

Tableau V .1: valeurs des pénalités P_q

Donc $Q_x=1,25$ et $Q_y=1,30$

R : coefficient de comportement global de la structure,

D'après le RPA 99V 2003 tableau 4-3 on a $R_x=3.5$

$R_y=3.5$

Estimation de la période fondamentale de la structure

T : période fondamentale de la structure est donné par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \quad (4.6)$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du system de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 RPA 99

$$\begin{cases} C_{TX} = 0,050 \\ C_{TY} = 0,050 \end{cases}$$

Dans les cas n° 4 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie), on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

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

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T_X = \min \begin{cases} C_{TX} \times H^{3/4} = 0,05 \times 32,30^{3/4} = 0,677s \\ 0,09 \times H_N / \sqrt{D} = \frac{0,09 \times 32,30}{\sqrt{18,60}} = 0,674s \end{cases} \Rightarrow T_X = 0,674s$$

$$T_Y = \min \begin{cases} C_{TY} \times H^{3/4} = 0,05 \times 32,30^{3/4} = 0,677s \\ 0,09 \times H_N / \sqrt{D} = \frac{0,09 \times 32,30}{\sqrt{13,40}} = 0,794s \end{cases} \Rightarrow T_Y = 0,677s$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$$

Où ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2) Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \zeta = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \dots\dots\dots CV$$

Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

$$T_2 = 0.5s \leq T_x = 0.674 \leq 3s$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_y = 0.677 \leq 3s$$

$$D_x = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \cdot 0.88 \cdot (0.5/0.674)^{2/3}$$

$$D_y = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \cdot 0.88 \cdot (0.5/0.677)^{2/3}$$

$$D_x = 1,807$$

$$D_y = 1,802$$

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad \text{RPA99version2003/formule 4.5]$$

Avec : β : Coefficient de pondération (d'après RPA99 ; $\beta = 0.2$)

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation

Niveau	Poids de la structure UX (KN)
1	3598,5096
2	2990,3596
3	2990,3596
4	2990,3596
5	2990,3596
6	2931,8052
7	2931,8052
8	2931,8052
9	3036,9648
10	1022,39
Somme	28414,7184

Tableau V .2: poids de la structure

Interprétation des résultats :

Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- ✓ $W = 28414,7184 \text{KN}$
- ✓ $R = 3,5$
- ✓ $D_x = 1,807; D_y = 1,802$
- ✓ $Q_x = 1.25; Q_y = 1.3;$
- ✓ $A = 0,15$

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,807 \times 1,25}{3,5} \times 28414,7184 = 2750.6462 \text{KN}$$

$$0,8V_x = 2200.5170 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,802 \times 1,3}{3,5} \times 28414,7184 = 2852.7565 \text{ KN}$$

$$0,8V_y = 2282.2052 \text{ KN}$$

la résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du ROBOTBAT, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens xx

$$V_x = 2793,79 \text{ KN} > 80\%V = 2200.5170 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 3034,90 \text{ KN} > 80\%V = 2282.2052 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4]:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 10 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3 \sqrt{10} \Rightarrow K \geq 9.48 \text{ modes en prend le nombre de mode } 10 \text{ modes et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Cas/mode	Période (sec)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Modale UX [%]	Masses Modale UY [%]
1	0,84	77,53	0,00	77,53	0,00
2	0,65	77,53	66,42	0,00	66,42
3	0,51	77,67	66,44	0,14	0,02
4	0,27	90,46	66,44	12,79	0,00
5	0,15	90,49	84,47	0,03	18,03
6	0,14	94,27	84,59	3,78	0,12

7	0,13	94,27	84,61	0,00	0,01
8	0,10	96,01	84,61	1,73	0,00
9	0,08	96,71	84,62	0,71	0,01
10	0,07	96,72	90,75	0,00	6,13

Tableau.VI. 3: Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales

Le nombre de modes $10 = 10$ Condition vérifiée.

$T_{10} = 0,07 < 0.20 \text{ sec}$ Condition vérifiée.

V.2.3 Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4]

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{x \text{ dyn}} = 0,84 < 1,3T_{\text{statique}} = 1.3 \times 0,674 = 0,8762s \Rightarrow \text{CV}$$

$$T_{y \text{ dyn}} = 0,65 < 1,3T_{\text{statique}} = 1.3 \times 0,677 = 0,8801s \Rightarrow \text{CV}$$

V.2.4. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 version 2003 [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$R \times \Delta_k < 0.01h_e$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_K : \text{Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1".} \\ R : \text{Coefficient de comportement} = 3.5. \\ h_e : \text{Hauteur de l'étage.} \end{array} \right.$$

Et : $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Ou :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats par Robot 2011.

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{\text{radm}} = 1\%h_e$$

h_e : hauteur

d'étage

Exemple de

calcul :

Suivant X-X :

$$\begin{aligned}
 R_X &= 3.5 \\
 \delta_{ek} &= 1,958\text{cm} \\
 \delta_{e(k-1)} &= 0,9\text{cm}
 \end{aligned}
 \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 0,970\text{cm}$$

Suivant Y-Y :

$$\begin{aligned}
 R_Y &= 3.5 \\
 \delta_{ek} &= 0,636\text{cm} \\
 \delta_{e(k-1)} &= 0,225\text{cm}
 \end{aligned}
 \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = -0,441$$

Vérification :

$$\begin{aligned}
 \Delta_{\text{radm}} &= 1\%h_e = \frac{306}{100} = 3,06\text{cm} \\
 \Delta K_x &= 1,00\text{cm} < \Delta_{\text{radm}} \\
 \Delta K_y &= 1,00\text{cm} < \Delta_{\text{radm}}
 \end{aligned}$$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

étage	Hauteur (cm)	δ_{robot}		$\Delta K = R(\delta_K - \delta_{K-1})$		Δ_{Radm} (cm)	Vérification
		Sens-X	Sens-Y	Sens-X	Sens-Y		
1	476	1,048	0,274	1,048	0,274	4.76	CV
2	306	2,076	0,740	1,027	0,467	3.06	CV
3	306	3,161	1,385	1,086	0,645	3.06	CV
4	306	4,242	2,154	1,080	0,768	3.06	CV
5	306	5,272	3,000	1,031	0,846	3.06	CV
6	306	6,273	3,898	1,001	0,898	3.06	CV

7	306	7,165	4,811	0,892	0,914	3.06	CV
8	306	7,933	5,721	0,767	0,909	3.06	CV
9	306	8,550	6,604	0,618	0,884	3.06	CV
10	306	9,165	7,494	0,614	0,890	3.06	CV

Tableau .V.4 :Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher

V.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99 version 2003/5.9]

a) Définition de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée.
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure.
- ✓ La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

b) types d'effet P-Delta.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

1 /Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble. La figure illustre ce dernier

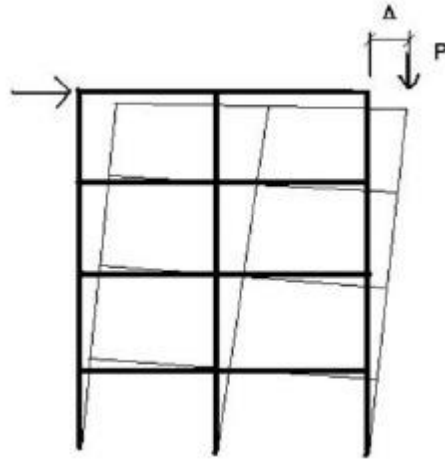


Figure V.3 : Grand effet de p-DELTA.

2 /Le petit effet P-δ:

Au niveau des éléments. La figure schématise cet effet :

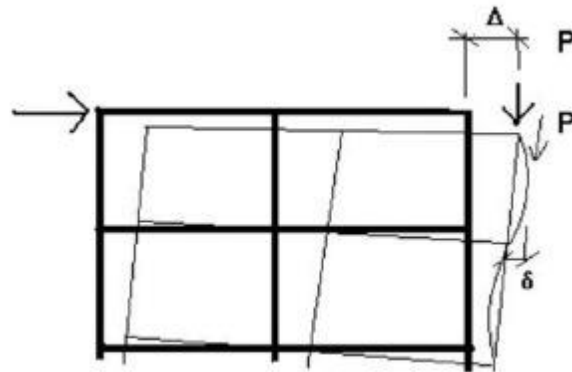


Figure V.4 : Le petit effet de p-DELTA.

C) L'effet P-Delta dans le règlement parasismique Algérien (RPA99) :

Le RPA99/version 2003 préconise que les effets de 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.100$$

Si : $\theta_k < 0.10$, les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si : $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à :

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'

Etage	H (m)	P_k (KN)	V_{Kx} (KN)	Δ_{Kx}	Θ_x	OBS	V_{Ky} (KN)	Δ_{Ky}	Θ_y	OBS
1	4,76	3598,5096	2328,17	0,01048	0,003403	C.V	2529,06	0,00274	0,00081904	C.V
2	3,06	2990,3596	2253,61	0,01027	0,00445342	C.V	2482,10	0,00467	0,00183865	C.V
3	3,06	2990,3596	2133,96	0,01086	0,00497331	C.V	2382,30	0,00645	0,00264585	C.V
4	3,06	2990,3596	1974,57	0,01080	0,00534507	C.V	2235,65	0,00768	0,00335706	C.V
5	3,06	2990,3596	1780,50	0,01031	0,00565873	C.V	2049,54	0,00846	0,00403381	C.V
6	3,06	2931,8052	1556,34	0,01001	0,00616231	C.V	1821,47	0,00898	0,00472354	C.V
7	3,06	2931,8052	1295,35	0,00892	0,00659768	C.V	1545,79	0,00914	0,00566512	C.V
8	3,06	2931,8052	987,00	0,00767	0,00744547	C.V	1212,25	0,00909	0,00718432	C.V
9	3,06	3036,9648	620,01	0,00618	0,00989255	C.V	795,42	0,00884	0,01102996	C.V
10	3,06	1022,39	183,72	0,00614	0,01116624	C.V	252,64	0,00890	0,01177018	C.V

Tableau V.5 : Vérification de l'effet de P-delta.

Remarque

Dans les structures en B.A l'effet P- Δ peut être négligé ,car la densité et le poids de béton ne permet pas de déplacement

V-2-6 Vérification de la stabilité au renversement (4.4.1DE RPA2003) :

Le moment de renversement causé par l'action sismique est au plus égale à 2/3 le moment stabilisant, qui sera calculé on prenant le poids totale de la structure.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 = \alpha$$

- M_s : Moment de stabilité : $M_s = \sum (W_K \cdot b_i)$
- M_r : Moment renversement : $M_r = \sum (F_K \cdot h_K)$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} W_K : \text{Le poids calculé à chaque niveau (k)} = W_{K(G)} + 0.2W_{K(Q)}. \\ W_{K(G)} : \text{Poids dû aux charges permanentes.} \\ W_{K(Q)} : \text{Poids dû aux charges d'exploitation.} \end{array} \right.$

Et : $\begin{cases} b_i : \text{Centre de gravité de la structure} + 1\text{m.} \\ F_k : \text{La somme des forces sismiques à chaque étage } k. \\ h_k : \text{La hauteur de l'étage } k. \end{cases}$

- F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

$$F_t = 0,07.T.V \quad \text{si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7s$$

$$F_k = \frac{(V-F_t)W_k h_k}{\sum_j^n (W_k \cdot b_i)} \quad \text{(article 4-2-5 RPA 99 V2003)}$$

Niveau	H(m)	W(KN)	WiHi	$\frac{W_e \cdot H_e}{\sum W_i \cdot H_i}$	Fx	Mrx	Fy	Mry
RDC	4,76	359850,9	15957,3788	0,02082388	74,76	355,86	45,93	218,63
1	7,82	299035,9	8397,37593	0,01356298	119,57	935,04	98,91	773,48
2	10,88	299035,9	8397,37593	0,01356298	159,38	1 734,05	146,28	1 591,53
3	13,94	299035,9	8397,37593	0,01356298	194,11	2 705,89	185,97	2 592,42
4	17	299035,9	8397,37593	0,01356298	224,23	3 811,91	228,16	3 878,72
5	20,06	293180,5	8218,19947	0,01356298	261,11	5 237,87	276,14	5 539,37
6	23,12	293180,5	8218,19947	0,01356298	308,47	7 131,83	334,26	7 728,09
7	26,18	293180,5	8218,19947	0,01356298	367,17	9 612,51	417,62	10 933,29
8	29,24	303696,4	8539,98784	0,01356298	436,55	12 764,72	543,79	15 900,42
9	32,3	102239	3128,5134	0,01356298	183,96	5 941,91	253,43	8 185,79
			$\Sigma =$ 846248,582					

Tableau V-6: vérification de renversement.

CONCLUSION :

D'Après l'étude sismique, l'interprétation des résultats de logiciel (robot2014) nous permis de modifier les sections des éléments porteurs verticaux et horizontaux. Les nouvelles sections sont données par le tableau suivant :

Chapitre VI :

Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ROBOT 2014**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage de ces éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

☞ **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

☞ **Poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

☞ **Flexion simple :**

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- ✓ Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR) :

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles **BAEL91**.

- ✓ Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procédés aux vérifications suivant :
 - Condition de non fragilité.
 - Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
 - Vérification a l'état limite de service.
 - Vérification de la flexion.

☞ **Flexion composée :**

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise a :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort normal (N).
- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont a considérer en plus de deux déjà cités :

- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme.
- ✓ Etat limite de service.
- **Etude des portiques :**

- **Les actions :**

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température) :

- ↪ Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- ↪ Action variable notée Q.
- ↪ Action accidentelle notée E.

- **Les sollicitations :**

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

- **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les combinaisons prises en compte sont :

❖ **Combinaisons fondamentales** : $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91)}.$

❖ **Combinaisons accidentelles :**

D'après le **RPA99 (Art5.2)** on a les cas suivants :

- ✓ $G + Q + E \dots\dots\dots (1).$
- ✓ $0.8G \pm E \dots\dots\dots (2).$
- ✓ $G + Q \pm 1.2\dots\dots\dots (3).$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation non pondérées.} \\ E : \text{action du séisme représentée par ses composantes horizontales.} \end{array} \right.$

- ✓ Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel "robot 2014".

VI.2.1. Ferrailage des poteaux :

On a 2 types des poteaux à étudier :

-Type 1.....(50 × 40) cm².

- Type 2.....(45 × 35) cm².

➤ **Armatures longitudinales proposée par le RPA :**

- Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.
- Le pourcentage minimum imposé par le **RPA 99** est :

$$A_{min} = 0,7 \% \text{ de la section totale : en zone I.}$$

- Le pourcentage maximum imposé par le **RPA99** est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\phi_{min} = 12 \text{ mm.}$
- La longueur de recouvrement est : $40\phi.$
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm.}$
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones

Nodales (zones critiques)

COMBINAISONS	POTEAU (50*40)			POTEAU (45*35)		
	N (KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	N (KN)	My(KN.M)	Mz(KN .M)
ELU	1809,34	2,90	1,16	746,39	15,33	8,69
ACC	278,93	142,18	15,50	199,71	99,73	-13,62

ACC	-101,12	-26,45	147,05	35,03	77,08	-130,04
ELS	1321,55	2,11	0,84	545,16	11,18	6,31

Tableau VI.1 : Détermination des sollicitations.

- **Ferraillage minimal :**

Le pourcentage minimal sera de 0,8% :

Etage	Amin [cm ²]
RDC, Etage 1 a 4 [poteau (50x40)]	16
Etage 5 a 9 [poteau (45x35)]	12.6

Tableau VI.2 : Ferraillage minimal des poteaux selon RPA.

- **Ferraillage maximal**

Le pourcentage maximal sera de : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement} \end{array} \right.$

- **Zone courante**

Etage	Amin [cm ²]
RDC, Etage 1 a 4 [poteau (50x40)]	80
Etage 5 a 9 [poteau (45x35)]	63

Tableau VI.3 : Ferraillage maximal des poteaux en zone courante

- **Zone de recouvrement**

Etage	Amin [cm ²]
RDC, Etage 1 a 4 [poteau (50x40)]	120
Etage 5 a 9 [poteau (45x35)]	94.5

Tableau VI.4 : Ferrailage maximal des poteaux en zone de recouvrement.

❖ **Condition de non fragilité :**

Par définition, une section est considérée comme non fragile, tendue ou fléchie, telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée. Ceci entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

$$A_s \geq A_{CNF} = 0,23.b_0.d.f_{t28}/f_e$$

Etage	Amin [cm ²]
RDC, Etage 1 a 4 [poteau (50x40)]	2.174
Etage 5 a 9 [poteau (45x35)]	1.712

Tableau VI.5 : Ferrailage minimal des poteaux.

VI.2.1. Exemple de calcul (Poteau RDC 50 × 40 cm²) :

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3, car il existe deux moments M_y

Et M_z , on obtient donc, un



VI.1: Directions des moments et effort normal dans un poteau

➤ **Exemple de calcul :**

$$b = 50\text{cm} ; a = 40\text{cm} ; d = 36\text{cm}$$

$$A_{\min} = 4\text{cm}^2 \times \text{Périmètre de la section} \Rightarrow A_{\min} = 4 \times (1.8) \Rightarrow A_{\min} = 7.2\text{cm}^2 (\text{BAEL91})$$

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\min} = 0,8\% \times 50 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 16 \text{ cm}^2 (\text{RPA2003}).$$

✓ **ELU : Combinaison fondamentale (durable)**

$$N_{\max} = 1809,34 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\max} = 2,90 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$f_c = 400 \text{ MPA} \quad ; \quad C = C' = 2.5\text{cm}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,90}{1809,35} = 0,00160 \text{ m} = 0,162 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{40}{12} = 3,33 \text{ cm}$$

Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée $\rightarrow e_1 < (h/12)$

à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

A E.L.U.R :

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1809,34 \times 10^{-3} - (50 \times 40) \times 14,17}{347,82} \times 10^4$$

$$A'_1 < 0 \Rightarrow A' = 0$$

A E.L.U.S. F

$$L_f = 0,7h_e = 3,19\text{m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,40}{\sqrt{12}} = 0,12 \Rightarrow \lambda = \frac{3,19}{0,12} = 26,58$$

$$\lambda = 26,58 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{26,58}{35}\right)^2} = 0,76$$

Selon le BAEL 91[2]

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 1824\text{cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1809,34 \cdot 10^2}{0,81} - \frac{1824 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -90,69\text{cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0\text{cm}^2$$

✓ **2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle.**

▪ **1^{er} sous Cas :**

$$\begin{cases} N_{\max} = 278,93 \text{ KN} \\ M_{\max} = 142,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{142.18}{278.93} = 0,509 \text{ m} = 50.9 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{12} = 3.33 \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve dans l'extérieur de noyau central.}$$

⇒ La section sera calculée en flexion composé.

Excentricité additionnelle:

$$\Rightarrow e_a = \text{Max}\left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right] = \text{max}\left[2 \text{ cm}, \frac{476}{250}\right] = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\text{Donc } e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = 50.9 + 2 = 52.9 \text{ cm}$$

L'élanement $\lambda = \frac{l_f}{a} \Rightarrow \lambda = 5.8 \Rightarrow$ on doit vérifier que

$$\lambda \leq \text{max}\left\{\frac{15}{\frac{20 \cdot e_1}{a}}\right\} \Rightarrow 5.8 < 21.16 \quad \text{CV le calcul sera même en flexion composé (F.C) en prenant}$$

compte de l'excentricité « e_2 »

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \emptyset)$$

\emptyset Le rapport de la déformation finale due au fluage, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = 0,69$$

$$e_2 = \frac{3 \times 3,19^2}{10^4 \times 0,4} (2 + 0,69 \times 2) = 0.0257 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_T = e_1 + e_2 + e_a = 0.529 + 0.0257 + 0.02 = 0.575 \text{ m}$$

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.575 + \left(0.36 - \frac{0.40}{2}\right) = 0.735 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \times e_A = 278,93 \times 10^{-3} \times 0.735 = 0.205 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.205}{0.50 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.223$$

$$\mu_{BC} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = \frac{0.8(0.40)}{0.36} \left(1 - 0.4 \frac{0.40}{0.36}\right) = 0.494$$

⇒ $\mu_{BU} = 0.223 < \mu_{BC} = 0.494 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé (on calcul la section à la flexion simple).

⇒ $\mu_{BU} = 0.223 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,320$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,872$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0.205}{0,872 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_s = 18.77 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales** : Selon le B.A.E.L 91

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = \max[4; 7.2] \text{ cm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_1 = \max(A_s, A_{\min}) = 18.77 \text{ cm}^2$

▪ **2^{ier} sous Cas :**

$$\begin{cases} N_{\max} = 101.12 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 147.05 \text{ KN} \cdot \text{m}. \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{147.05}{101.12} = 1.45 \text{ m}; e_a = 0.02 \text{ m}; e_2 = 0.0257$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_a + e_2 = 1.45 + 0.02 + 0.0257 = 1.499 \text{ m}$$

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.499 + \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right) = 1.66 \text{ m}$$

$$M_{UA} = N_U \times e_A = \times 10^{-3} \times 1.66 = 0.168 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.168}{0.50 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.18$$

$$\mu_{BC} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = \frac{0.8(0.50)}{0.45} \left(1 - 0.4 \frac{0.50}{0.45} \right) = 0.494$$

$\Rightarrow \mu_{BU} = 0.18 < \mu_{BC} = 0.494 \Rightarrow$ Section partiellement comprimé (on calcul la section à la flexion simple).

$\Rightarrow \mu_{BU} = 0.18 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,25$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,90$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0.168}{0,90 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_s = 14.91 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales** : Selon le B.A.E.L 91

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = \max[4; 7.2] \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_1 = \max(A_s, A_{\min}) = 14.91 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage adopté :**

Ont adopté une section d'armature pour le poteau (50x40) cm² :

$$\Rightarrow A_s = \max(A_{s_u} ; A_{s_{acc}} ; A_{RPA}) = 18.77 \text{ cm}^2.$$

→ Le choix est: 4T20+4T16 (A = 20.61 cm²).

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = 103,66 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{103,66 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.36} = 0.58 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa. (BAEL 91 p 192).}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99) :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{l'effort tranchant de calcul.} \\ h_1 : \text{hauteur totale de la section brute.} \\ f_e : \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.} \end{array} \right.$

$$\text{Et : } \rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

– λ_g : L'élancement géométrique du poteau = $\left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right.$

– t : L'espacement des armatures transversales :

↪ Dans la zone nodale : $\left\{ \begin{array}{l} t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone III.} \end{array} \right.$

↪ Dans la zone courante : $\left\{ \begin{array}{l} t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \Rightarrow \text{en zone III.} \end{array} \right.$

– La quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3 \%. \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8 \%. \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limite précédents.} \end{array} \right.$$

– Selon le RPA 99 :

✓ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{en zone II.}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (10 \times 12 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$F_e = 235 \text{ MPA}$$

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right.$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{3,19}{0,5} = 6,38 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot s_t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 103660 \times 12}{40 \times 235 \times 100} = 3,31 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = 6,38 \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot S_t = 0,003 \cdot 50 \cdot 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone II.}$$

$$\Rightarrow t' \leq 15 \times 12 = 18 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 103660 \times 18}{40 \times 235 \times 100} = 4,96 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

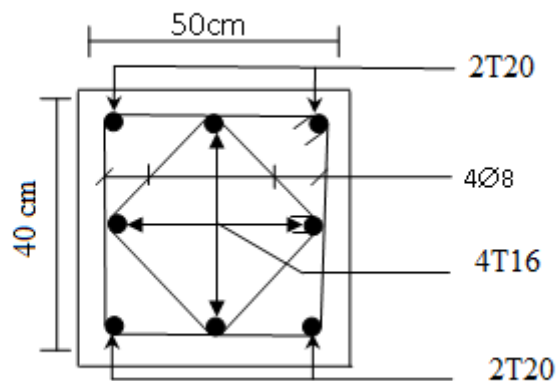
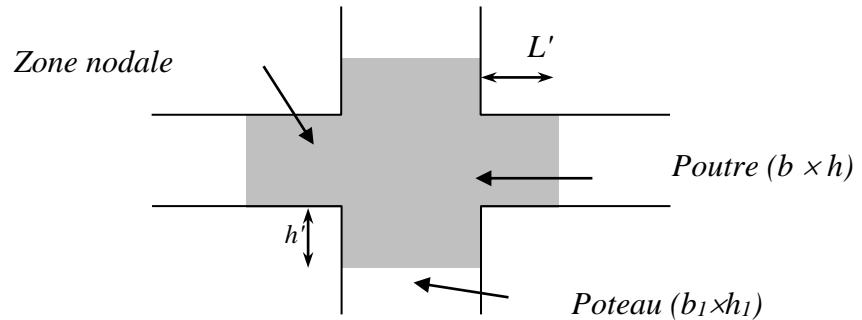


Figure VI.2 : Section de ferrailage des poteaux

V.2.2. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec :



$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$$

$$L' = 2h$$

Figure VI.3: Schéma de la zone nodale.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right) \\ L' = 2h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h' = \max \left(\frac{306}{6}, 50, 40, 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

→ Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (50 × 40) cm².

➤ **Longueur de recouvrement :** Selon le R.P.A 99V2003

Selon le **R.P.A 99:**

$$L_r = 40\phi \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

- Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (50×40) cm². Le reste des calculs est présenté dans le **tableau V.5** qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99.

Poteaux (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	CHOIX	A _{trans} (cm ²)	CHOIX	St (cm)	S't (cm)
50×40	16	7.2	20.61	4T20+4T16	2.01	4T8	12	18
45×35	12.6	6.4	12.7	4T16+4T14	2.01	4T8	12	18

Tableau VI.6: Récapitulation du ferrailage des poteaux.

VI.3. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc elles sont calculées en flexion simple.

❖ On a deux types de poutres à étudier :

✓ **Poutre principale :** (30 × 40) cm².

✓ **Poutre secondaire :** (30 × 35) cm².

➤ **La section d'armatures imposées par le RPA99 (7.5.2) :**

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le **RPA 99** :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

→ 4% en zone courante.

→ 6% en zone de recouvrement.

➤ **La longueur minimale de recouvrement est de :**

- 40∅ en zone I et II.

- 50∅ en zone III.

➤ **Armatures transversales :**

$$A_t = 0,003.S.b$$

Avec : $\begin{cases} b : \text{La largeur de la section.} \\ S : \text{L'espacement des armatures transversales.} \end{cases}$

D'après RPA 99 :

$$\rightarrow S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \Rightarrow \text{Dans la zone nodale.}$$

Avec: $\{\phi_l\}$: le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal.

$$\rightarrow S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : $\{h\}$: La hauteur de la section.

Calcul de ferrailage :

	En appuis			En travée			T_{max} (KN)
	M_{au} (KN.m)	M_{as} (KN.m)	M_{acc} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)	M_{tacc} (KN.m)	
Poutre principale P.P (30×40) cm ²	-143.11	-104.33	-171.81	77.86	56.76	86	138.29
Poutre secondaire P.S (30×35) cm ²	-79.44	-55.62	-144.80	56.56	41.05	130.08	89

Tableau VI.7 : Détermination des sollicitations.

➤ **Exemple de calcul (Poutres principales : (30 × 40) cm² :**

✓ Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.17$ MPa.

✓ Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 347.82$ MPa

- **Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 :**

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2. \\ A_{min} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante.} \\ A_{min} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

a) En travée :

✓ **A l'ELU :**

$$M_t = 77,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{77,86 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17} = 0,141$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,141 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,189$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{77,86 \times 10^{-3}}{0,92 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 6,72 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 6,72 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 3\text{T12} + 3\text{T12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 56,76 \text{ KN.m}$$

- Fissuration peu nuisible
- Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$
- Section rectangulaire
 - Acier feE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{77,86}{56,76} = 1,37$$

$\alpha = 0,189 < 0,44$Condition vérifiée.

Conclusion

les armatures calculées à l'ELU conviennent.

b) En appui :

➤ **Détermination des armatures à l'ELU :**

$$M_a = 143,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{143,11 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17} = 0,259$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,259 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,382$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,847$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{143,11 \times 10^{-3}}{0,847 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 13,44 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 13,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\mathbf{T16} + 4\mathbf{T14} = 14,20 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 104,33 \text{ KN.m}$$

{ Fissuration peu nuisible
 Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$
 Section rectangulaire
 - Acier feE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{143,11}{104,33} = 1,37$$

$$\alpha = 0,382 < 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Situation accidentelle

➤ **Détermination des armatures à l'ELU :**

➤ **En appui :**

$$M_a = 171,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{171,81 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 14,17} = 0,311$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,311 < \mu_{lu} = 0,392 \text{ Donc pas d'armature comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,481$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,808$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{171,81 \times 10^{-3}}{0,808 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 16,98 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$\checkmark A_s = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 16.89 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T20} = 18.85 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_a = 85.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{85.91 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0,155$$

⇒ $\mu_u = 0,155 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,211$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,916$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{85.91 \times 10^{-3}}{0,808 \times 0,36 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 7.62 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 7.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans la poutre principale :**

L'orsque les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{138,29 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 p 192})$$

$\tau_u = 1,28 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

⇒ Donc les armatures transversales sont \perp à la ligne moyenne.

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \phi_{Lmin} \right) \text{ (BAEL 91 p 196)}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h: \text{Hauteur totale de la poutre.} \\ \phi_L: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b: \text{Largeur.} \end{array} \right.$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (11.43 ; 30; 12) = 11.43 \text{ mm}$$

\Rightarrow On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix des barres:** $4\phi 8 = A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ **calcul (Poutres secondaire : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$:**

✓ Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$.

✓ Acier: $\gamma_s = 1.15$; $F_e E 400$; $\sigma_s = 347.82 \text{ MPa}$

- **Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 :**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0.5\% \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2. \\ A_{min} = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante.} \\ A_{min} = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

c) **En travée :**

✓ **A l'ELU :**

$$M_t = 56.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56.56 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.315)^2 \times 14.17} = 0.134$$

$\Rightarrow \mu_u = 0.134 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.18$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,928$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{56.56 \times 10^{-3}}{0,928 \times 0,315 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 5,56 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{(BAEL91 p 275)}$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 5,56 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 3\text{T12}+3\text{T12}= 6.79\text{cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 41.05 \text{ KN.m}$$

{ Fissuration peu nuisible
 Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$
 Section rectangulaire
 - Acier feE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{56.56}{41.05} = 1.37$$

$$\alpha = 0.18 < 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

les armatures calculées à l'ELU conviennent.

d) En appui :

➤ **Détermination des armatures à l'ELU :**

$$M_a = 79.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{79.44 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.315)^2 \times 14.17} = 0.188$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.188 < \mu_{lu} = 0,392 \text{ Donc pas d'armature comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,262$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,895$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{79.44 \times 10^{-3}}{0,847 \times 0,315 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 8.10 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 8.10 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 6\text{T14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 55.62 \text{ KN.m}$$

- | | |
|---|--|
| { | Fissuration peu nuisible |
| | Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$ |
| | Section rectangulaire |

 - Acier feE 400

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{79.44}{55.62} = 1.37$$

$\alpha = 0,262 < 0.44$Condition vérifiée.

\Rightarrow Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Situation accidentelle

➤ **Détermination des armatures à l'ELU :**

➤ **En trvée :**

$M_t = 130.08$ KN.m

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{130.08 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.315)^2 \times 14.17} = 0,308$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,308 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,47$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,812$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{130.08 \times 10^{-3}}{0,812 \times 0,315 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 14.62 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{(BAEL91 p 275)}$$

➤ **Choix des barres :**

✓ $A_s = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 14.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8\mathbf{T16} = 16.08 \text{ cm}^2$

➤ **En appui :**

$M_a = 144.80$ KN.m

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{144.80 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.315)^2 \times 14.17} = 0,343$$

$\Rightarrow \mu_u = 0,343 < \mu_{lu} = 0,392$ Donc pas d'armature comprimé $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}}) \Rightarrow \alpha = 0,549$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,781$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{144,80 \times 10^{-3}}{0,781 \times 0,315 \times \frac{400}{1,15}} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 16,92 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 16,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T20} = 18,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans la poutre principale :**

L'orsque les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{89 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,941 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 p 192})$$

$$\tau_u = 0,941 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures transversales sont \perp à la ligne moyenne.

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{Lmin} \right) \quad (\text{BAEL 91 p 196})$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h: \text{Hauteur totale de la poutre.} \\ \phi_L: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b: \text{Largeur.} \end{array} \right.$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 12) = 10 \text{ mm}$$

⇒ On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier $F_e E235$.

➤ **Choix des barres:** $4\phi 8 = A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

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

- $K = 1$: en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t_1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t_j,k}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow s_{t_1} \leq \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t_j,k})} = 9,5 \text{ cm B.A.E.L 91 [A.5.1, 23]}$$

$$s_{t_2} = \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} = 32.4 \text{ cm} \Rightarrow s_{t_2} = 32.4 \text{ cm B.A.E.L 91 [A.5.1, 22]}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t_3}} \geq \rho_{t_{max}} = \frac{1}{f_e} \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right) = \frac{1}{f_e} 0.4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \times 30} = 33.57 \text{ cm} \Rightarrow s_{t_3} = 39.36 \text{ cm B.A.E.L 91 [A.5.1, 22]}$$

$$\Rightarrow s_t = \min(s_{t_1}, s_{t_2}, s_{t_3}) = 7.38 \text{ cm}$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$\rightarrow \text{Dans la zone nodale : } \begin{cases} S \leq \left(\frac{40}{4}; 14.4\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 40 \text{ cm.} \\ S \leq \left(\frac{35}{4}; 14.4\right) = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Dans la zone courant : } \begin{cases} S \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 40 \text{ cm.} \\ S \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour : } h = 35 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Armatures transversales imposée par RPA99 :**

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times 17.5 \times 30 = 1,58 \text{ cm}^2$$

➤ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_{rec} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour : } \emptyset = 1,2 \text{ cm.}$$

$$L_{rec} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour : } \emptyset = 1,4 \text{ cm}$$

$$L_{rec} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour : } \emptyset = 1,6 \text{ cm}$$

$$L_{rec} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone I Pour : } \emptyset = 2 \text{ cm}$$

✓ **Résultats de ferrillage :**

Section	Position	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA}	A_{min}	Choix	A (cm ²)
Poutre principale (30×40)	Travée	86	7.62	6	1.30	5T16	10.05
	Appui	171.81	16.98			6T20	18.85
Poutre secondaire (30×35)	Travée	130.08	14.62	5.25	1.14	5T20	15.71
	Appui	144.80	16.92			6T20	18.85

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.

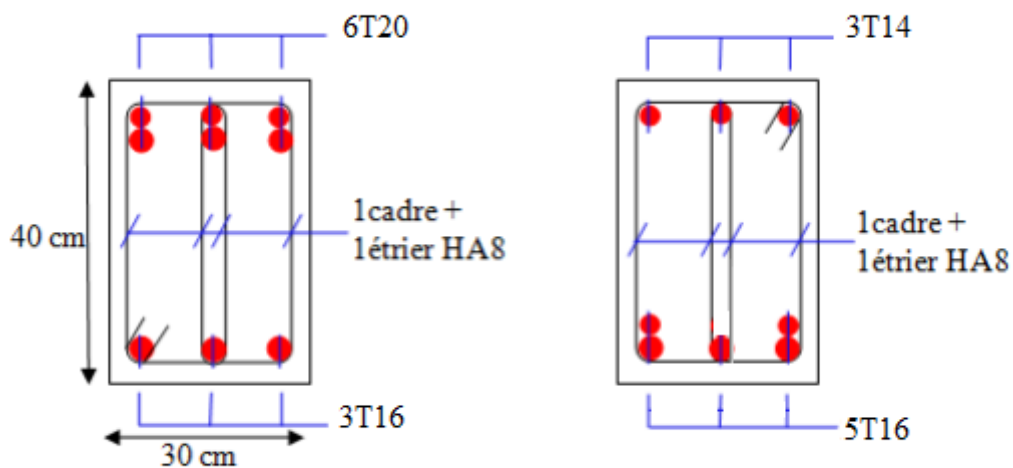


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.

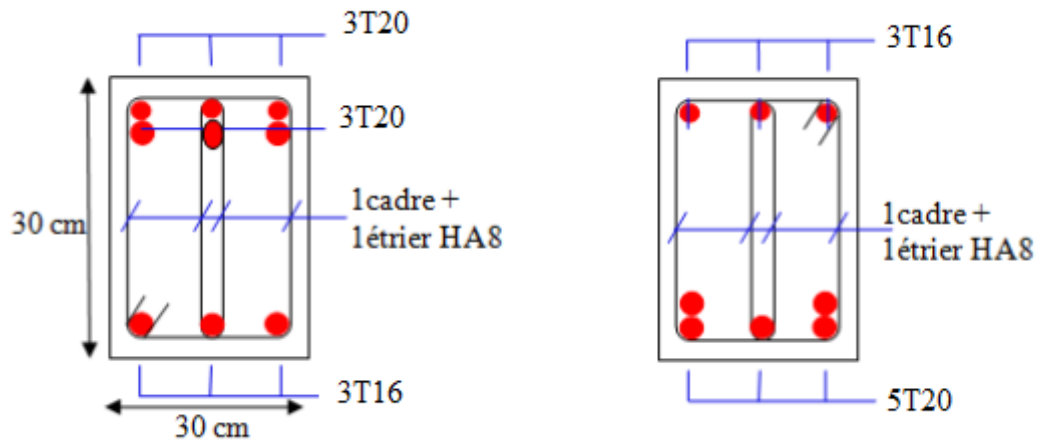


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

VI.4. Etude des voiles de contreventement :

➤ Introduction :

Les voiles sont des éléments destinés à reprendre les efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion.

Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire.

➤ Combinaison d'action :

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du **ROBOT 2014**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

- ✓ $G + Q + E \dots\dots\dots(1).$
- ✓ $0.8G \pm E \dots\dots\dots(2).$
- ✓ $G + Q \pm 1.2 \dots\dots\dots(3).$
- ✓

VI.4.1. Ferrailage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- 1) Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.

2) Détermination de la nature de la section en flexion composée selon 3 cas :

- ↪ Soit section entièrement tendue.
- ↪ Soit section entièrement comprimée.
- ↪ Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que : $\begin{cases} N > 0 \text{ effort de compression.} \\ N < 0 \text{ effort de traction.} \end{cases}$

3) Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

➤ **Ferraillage minimum:**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

- Globalement dans la section du voile : $A_{\min}=0,15\%.b.h$
- En zone courante : $A_{\min}=0,10\%.b.h$

On devra disposer le ferraillage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontales 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. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieur, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

- A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile (voir figure VI.7) cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

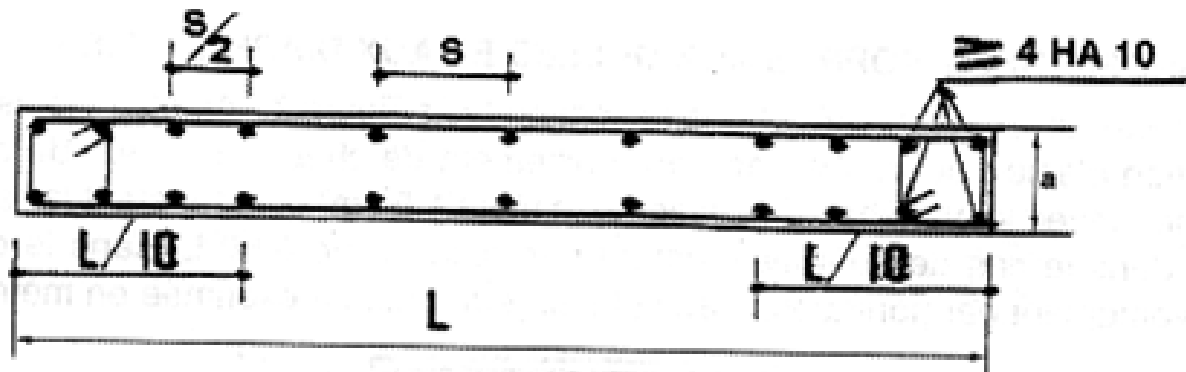


Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° 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 permettent la réalisation d'un enclage droit.

• Remarque :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5a$.
- $S_t \leq 30 \text{ cm}$.

Avec: {b : L'épaisseur du voile en (cm).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ Calcul du Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions.

➤ **La méthode de calcul**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie

On distingue 3 cas :

1 er cas :

Si σ_1 et $\sigma > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15. a. L$

2^{eme} cas :

Si σ_1 et $\sigma < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% . a. L$ on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3eme cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

➤ **ferrailage des voiles****1.Exemple de calcul**

Voile intermédiaire

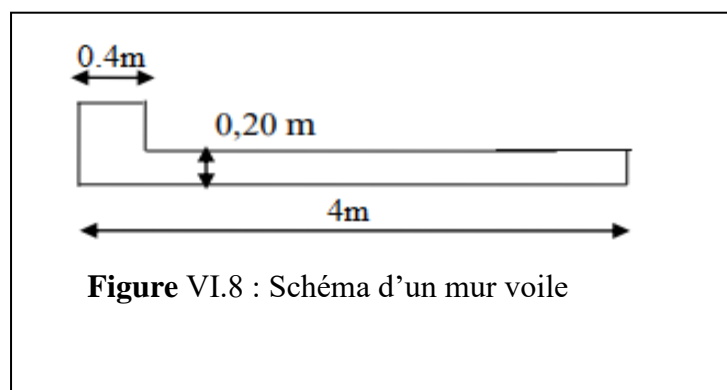
$$A = 4 \times 0,20 = 0,8 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,20 \times 4^3}{12} = 1,067 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{h}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$N = 2198,15 \text{ KN}$$

$$M = 68,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2198,15}{0,8} - \frac{68,95 \cdot 1,53}{1,067} = 2,8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2198,15}{0,8} - \frac{68,95 \cdot 1,53}{1,067} = 2,6 \text{ Mpa}$$

σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

1. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm) On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

3. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on à :

$$S_t \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \text{ Selon le R. P. A 99 (version 2003) on à :}$$

$$S_t \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } S_t \leq \min \{S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{R.P.A 99}}\} S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 30 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4. Calcul des armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure. Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%. $A_t = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- En zone courante 0,10 %.

$$A_t = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0010 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4 T 12 = 4,52 cm²/ml avec un espacement de 30 cm

5. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4φ 6 par m².

a. Disposition des armatures

1. Armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$L=400 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 40 \text{ cm}$

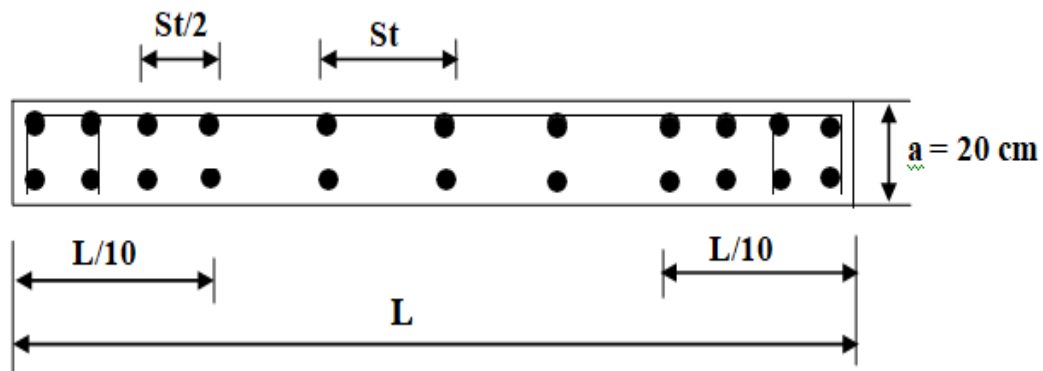


Figure VI.10 : Disposition des armatures verticales

1-Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Méthode de calcul

$$\checkmark \text{ Verticalement : } \begin{cases} N_{max} = 2198,15 \text{ KN} \\ M_{max} = 68,95 \text{ KN.m} / M_{ser} = 49,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$- T = 19.93 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Horizontalement : } \begin{cases} N_{max} = \text{KN} \\ M_{max} = \text{KN.m.} \end{cases}$$

$$- T = \text{KN}$$

➤ Exemple de calcul :

$$\text{a. Ferrailage vertical : } \begin{cases} N_{max} = 2198,15 \text{ KN} \\ M_{max} = 68,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{68.95}{2198.15} = 0.031m.$$

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2cm \\ \frac{306}{250} = 1.22cm \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 0.02 m$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{M_u}{M_u + M_{ser}} = \frac{68.95}{68.95 + 49.56} = 0.58$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varphi) = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.18} (2 + 0.58 \times 2) = 0.024 m$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.075 m$$

➤ **Calcul des armatures :**

↪ **L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :**

↪ **Coefficient de remplissage Ψ_1 :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{2198150}{3694000} = 0.595 < 0.81 \text{ et } \Psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{on calcule } e_{N_C}$$

$$\Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{2.354}{17.42} = 0.1001$$

ζ : L'excentricité critique relative.

$$e_{N_C} = \varepsilon \times h = 0.1001 \times 0.2 = 0.020 m$$

$e_{N_C} = 0.020 m < e_t = 0.075 m \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$e_A = e_T + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.075 + \left(0.18 - \frac{0.20}{2} \right) = 0.155 m$$

$$M_{UA} = N_U \times e_A = 2198,15 \cdot 10^{-3} \times 0.155 = 0.341 MN \cdot m$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.341}{1 \times (0.18)^2 \times 18.48} = 0.57 < 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{h}{d} \right)$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{0.2}{0.18} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{0.2}{0.18} \right)$$

$$\mu_{bc} = 0.41$$

$\mu_{BU} = 0.57 > \mu_{bc} = 0.41$ section partiellement tendu

$$\delta = \frac{M_{UA}}{M_{ser}} = \frac{341.71}{49.56} = 6.87$$

$$\mu_{bu} = (3440 \times \delta + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{bu} = (3440 \times 6.87 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{bu} = 2.18$$

$\mu_{bc} = 0.41 < \mu_{bu} = 2.18 \rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{BU}} \right) \Rightarrow \alpha = 0,72$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,71$$

➤ La section de ferrailage en flexion simple :

$$A_{FS} = \frac{M_{UA}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0,431}{0,71 \times 0,18 \times 400} 10^4 \Rightarrow A_s = 84,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ La section de ferrailage en flexion composée :

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 84,31 \times 10^{-4} - \frac{2262,61 \times 10^{-3}}{400} = 2,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Selon BAEL91 modifier 99 :

$$A_{\min} \succ \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Selon RPA99 modifier 2003 [Art 7.7.3.3]

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de ferrailage :

$$A_{\text{adop}} = \max(A_{FC}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

→ Le choix : 4T12 = 4,52 cm²/ml.

➤ L'espacement:

✓ Zone courante :

$$S_t \leq \min(30 \text{ cm}, 1,5 \times a)$$

$$S_t \leq \min(30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}. S_t = 25 \text{ cm}.$$

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

	M (KN.m)	N (KN)	A _{FS} (cm ²)	A _{FC} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)	St _{zc}	St _{zn}
Sens vertical	68,95	2198,15	84,31	2,77	3	4T12	4,52	25	10
Sens horizontal	43,03	156,29	65,21	2,32	3	4T12	4,52	25	10

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles.

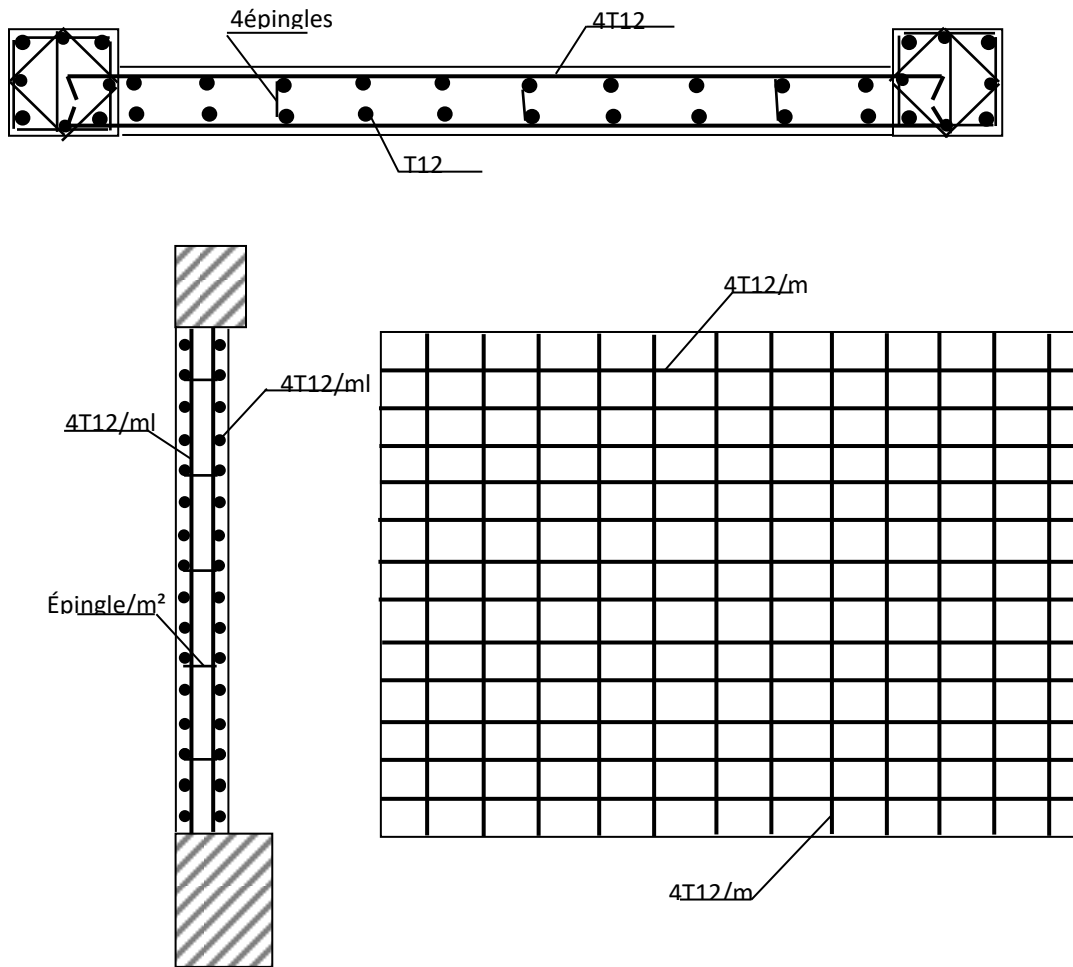


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de voile de contreventement.

VI.5. Conclusion :

Les sections retenues pour le ferrailage des éléments porteurs de notre structure, poteaux, poutres et voiles de contreventements et trumeaux sont obtenue conformément à la réglementation à la vigueur selon les sollicitations les plus défavorables.

Chapitre VII:

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain d'assises.
- La répartition des charges descendantes vers le sol.
- Joue le rôle d'un appui.
- Limiter le tassement différentiel à une valeur acceptable.

VII.2. Etude du mur voile périphérique :

➤ Définition :

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau Derez de chaussée pour soutenir la terre et d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

➤ Caractéristiques du voile :

D'après le RPA 99 Art 10.1.2, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci- dessous.

↗ L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm. $ep = 20$ cm \longrightarrow

↗ Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

➤ Caractéristique du sol :

- Le poids spécifique apparent du sol est ($\gamma = 18$ KN/m³)
- L'angle du frottement du sol ($\varphi = 35^\circ$)
- Le coefficient de poussée de terre est $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,270$

Avec :

Q : surcharge d'exploitation $Q=1,5 \text{ KN/m}^3$

H: la hauteur de mur

$$K_{ay} = K_{aq} = 0,270$$

▪ **Calcul de la force de poussée sur le mur :**

Ce voile travail comme une dalle soumise à des efforts horizontal « les poussées des terres » donc le calcul se fait à flexion simple.

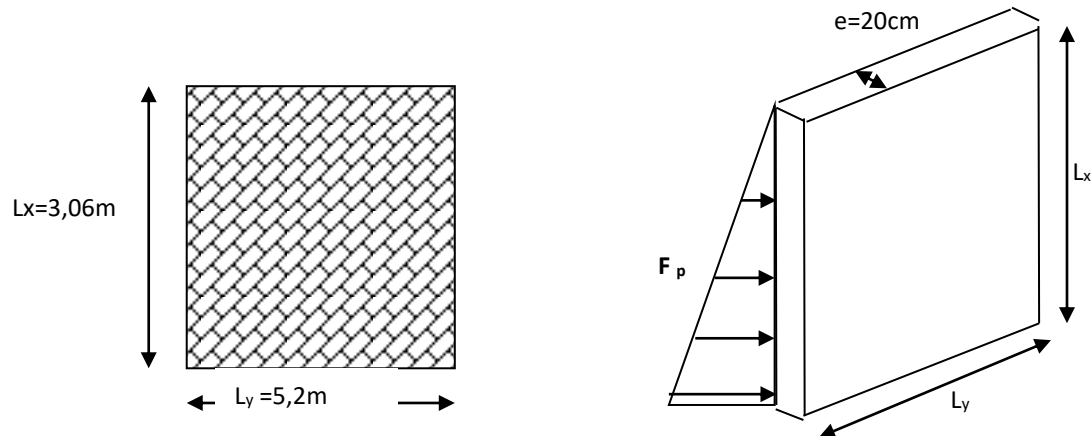


Figure VII.1 : schéma du voile périphérique.

✓ On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(3.06 \times 5.20) \text{ m}^2$.

➤ **Mode de calcul :**

P_1 : Force due à la surcharge

$$P_1 = K_q \times 150$$

$$P_1 = 0,270 \times 1,50 = 0,405 \text{ KN/m}^2$$

P_2 : Force due à la poussée des terres

$$P_2 = K_a \times \gamma \times H$$

$$P_2 = 0,270 \times 18 \times 3.06 = 14.87 \text{ KN/m}^2$$

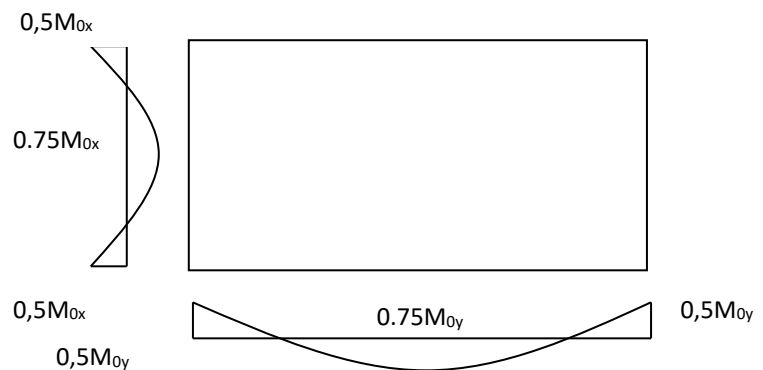


Figure VII.2: schéma statique du voile périphérique.

➤ **Calcul des charges :**

↗ **Charge à ELU:**

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35P_2 + 1,5P_1 = 20,682 \text{ KN/m}^2$$

↗ **Charge à ELS:**

$$p_s = G + Q = P_2 + P_1 = 15,275 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{5,2} = 0,59 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur deux sens.} \right.$$

✓ La dalle travaille dans les deux sens, pour l'étude on prend une bande de 1m.

$$p_u = 20,682 \times 1 = 20,682 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = 15,275 \times 1 = 15,275 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91 page 66** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

✓ **A l'ELU :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0873 \times 20,682 \times 3,06^2 = 16,906 \text{ KN.m.} \\ M_{0y} = 0,465 \times 16,906 = 7,861 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5M_{0x} \\ M_{ay} = 0,5M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = 8,453 \text{ KN.m.} \\ M_{ay} = 3,931 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 12,680 \text{ KN.m.} \\ M_{ty} = 5,896 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{20,682 \times 3,06}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{0,588}{2}} \right] = 24,454 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{20,682 \times 3.06}{3} = 21.096 \text{ KN}$$

➤ **A l'ELS :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot p_s \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0.0873 \times 15,275 \times 3.06^2 = 12,486 \text{ KN.m.} \\ M_{0_y} = 0,465 \times 12,486 = 5.806 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{a_x} = 0.5M_{0_x} \\ M_{a_y} = 0.5M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{a_x} = 6.243 \text{ KN.m.} \\ M_{a_y} = 2.903 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.75M_{0_x} \\ M_{t_y} = 0.75M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t_x} = 9.365 \text{ KN.m.} \\ M_{t_y} = 4.355 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$V_x = \frac{P_s \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{15.275 \times 3.06}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{0,59}{2}} \right] = 18.047 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_s \times L_x}{3} = \frac{15.275 \times 3.06}{3} = 15.581 \text{ KN}$$

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales des moments et des efforts tranchants

	Moment en travée		Moment en appui		Effort tranchant	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
SENS X-X	12.680	9.365	8.453	6.243	24.454	18.047
SENS Y-Y	5.896	4.355	3.931	2.903	21.096	15.581

➤ **Calcul de ferrillage :**

✓ **Section minimale d'armatures :** (BAEL 91 P 211)

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\emptyset \geq 6$ mm.

$$\hookrightarrow \text{Sens } y : A_{y_{min}} = 8h_0 = 8 \times 0.2 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\hookrightarrow \text{Sens } x : A_{x_{min}} = \frac{(3-\alpha)}{2} \times A_{y_{min}} = \frac{(3-0,59)}{2} \times 1.6 = 1,928 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Remarque : Selon le **CBA93** dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 % :

$$A_{smin_x} = 2.314 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{smin_y} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

✓ **Selon le RPA.99 modifié 2003 :**

$$A_{RPA} = 0,1\%(b \times e) \Rightarrow A_{RPA} = 0,001(100 \times 20)$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de ferrailage :**

• **ELU :**

1) **Sens X-X :**

a) **En travée :** $M_t = 12.680 \text{ KN.m.}$

○ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

Avec : $\mu_{lim} = 0.392$ (**BAEL91 page120**)

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,680 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.0276 < 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,0350$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{12.680 \times 10^{-3}}{0,986 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 2,054 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

○ **Choix des barres :**

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2,054 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow 5\text{T12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$St = 20 \text{ cm.}$$

b) **En appui :** $M_a = 8,453 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,453 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.0184 < 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{8,453 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 1,364 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2.04 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow 5\mathbf{T12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

St = 20cm.

2) **Sens Y-Y :**

a) **En travée :** $M_t = 5,896 \text{ KN.m}$.

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,896 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.013 < 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_U}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ty}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{5,896 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 0,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow 5\mathbf{T12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

St = 20cm.

b) **En appui :** $M_a = 3.931 \text{ KN.m}$

On calcule le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,931 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.0086 < 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ay}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_{cal} = \frac{3,931 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,18 \times 347.82} 10^4 \Rightarrow A_{cal} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow 5\mathbf{T12} = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$St = 20\text{cm}.$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

1) Sens X-X :

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \sigma_s^-$)

Flexion simple

Acier FeE400

Section rectangulaire

$$\text{Si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \sigma_b^- = 0.6f_{c28}$$

a) En travée :

$$M_{tu} = 12,680 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts} = 9,365 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{12,680}{9,365} = 1,35$$

$$\alpha = 0.023 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

\Rightarrow Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 8,453 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = 6,243 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{8,453}{6,243} = 1.35$$

$$\alpha = 0.011 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

\Rightarrow Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour l'ELS.

2) Sens Y-Y :

a) En travée :

$$M_{tu} = 5,896 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ts} = 4,355 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{5,896}{4,355} = 1.35$$

$$\alpha = 0.016 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

\Rightarrow Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

b) En appui :

$$M_{au} = 3,931 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{as} = 2,903 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{3,931}{2,903} = 1.06$$

$$\alpha = 0.011 \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

⇒ Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent pour L'ELS.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

La fissuration peu préjudiciable donc :

- **Contrainte tangente :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

- **Contrainte tangente limite :**

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ Fissuration peu préjudiciable.

- **Effort tranchant :**

$$T = \frac{P_u \times L}{2}$$

Tableau VII.2 : Vérification de l'effort tranchant.

Sens	L(m)	T _{max} (MPa)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS τ _u ≤ τ̄ _u
Sens-x	3,06	31.64	0.135	3.33	CV
Sens-y	5,2	53.77	0.117	3.33	CV

➤ **Schéma de ferrailage :**

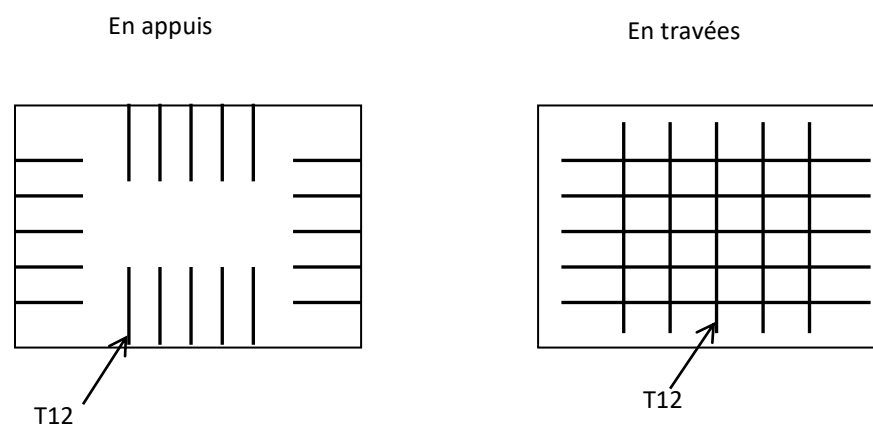


Figure VII.3 : Le ferrailage du voile périphérique.

VII.3. Etude de la fondation :

VII.3.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VII.3.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
 - ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
 - ✓ La qualité du sol de fondation.
- Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement.

✚ Dimensionnement des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de RDC.

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

(a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

N : effort normale a la semelle considérée

: Contrainte du sol $\bar{\sigma}_{sol}$

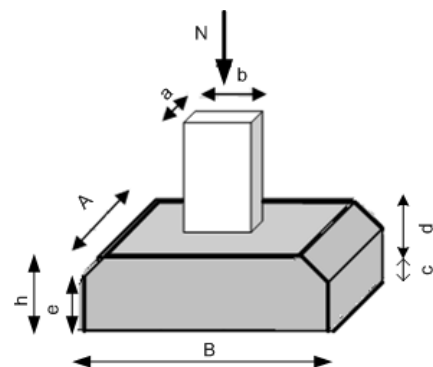


Figure VII.4: Semelle isolé sous poteau.

➤ **Semelle intermédiaire (sous le poteau le plus sollicité) :**

$$N_{max} = 1807.22 \text{ KN}$$

On a : a,b section du poteau $\Rightarrow a \neq b \Rightarrow A = B = K = 1$

$$N_{\max} = (0.5 \times 0.4 \times 3.06 \times 25) + 1807.22 = 1822,55 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B^2 \geq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} \Rightarrow B = 2,95 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 2,95 \text{ m}$.

Remarque :

Vu que la section de la semelle isolée est élevée, des faibles espacements entre ces semelles isolées. Quand la semelle filantes ne pas inclure toute cette ouvrage en premier , et en second, vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, donc on choisit comme fondation un radier nervuré.

VII.3.3. Etude du radier nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux. Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

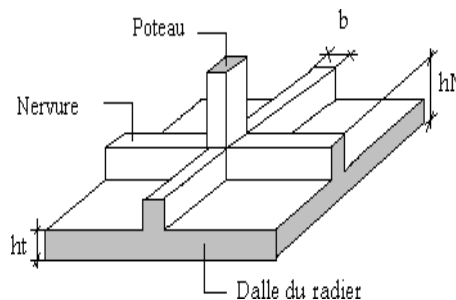


Figure VII.5: Schéma d'un radier nervuré.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{néc}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \longrightarrow \quad S_{\text{néc}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 51987,74 \text{ KN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad S_{\text{néc}} \geq \frac{51987,74}{210} = 247,56 \text{ m}^2$$

❖ **Pré -dimensionnement du radier nervuré :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **La Nervure :**

- **Condition forfaitaire :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur égale à :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : Est la plus grande portée entre deux poteaux. $L_{max} = 5,2$ m

$65 \text{ cm} \leq h_N \leq 104 \text{ cm}$ on adopte : $h_N = 90 \text{ cm}$

- **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

⇒ On prend : $b = 55 \text{ cm}$

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante: $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Tel que :

Le: La longueur élastique de la poutre est donnée par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$.

K: Coefficient de raideur du sol.

- $K = 50 \text{ MPa/m} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

- $K = 40 \text{ MPa /m} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

- $K = 120 \text{ MPa /m} \rightarrow$ pour un très bon sol.

✓ Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa/m}$ (pour un sol de densité moyenne).

I : Inertie de la poutre. $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

b : La largeur de la poutre.

L_{max} : La longueur maximale entre les poteaux.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0,55 \times (0,90)^3}{12} \Rightarrow I = 3,34 \times 10^{-2} m^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \Rightarrow L_e = 3,83 m$$

Donc $L_{max} = 4,6m \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6,01m \dots \dots \dots CV$

✓ **La dalle du radier**

➤ **L'épaisseur :**

$$h_R \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{5,20}{20} = 26 \text{ cm avec } L_{max} = 5,2 m$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

On prend : $h_R = 60cm$

➤ **Débordement:**

$$D \geq \max\left\{\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right\} = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 80 cm de chaque côté.

⇒ On adopte : $D = 80 \text{ cm}$.

Alors : $S (\text{radier}) = S (\text{bâtiment}) + S (\text{débord}) = 204,6 + 62,4 = 267 m^2$

➤ **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3,33 MPa$

Avec: $T = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N \cdot b}{S_{rad}}$

$N = 51987,74 \text{ KN}$

L : La longueur maximal, $L = 5,2 m$

b : Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire, ($b=1m$)

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N \cdot L \cdot b}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N \cdot L}{2S_{rad} \cdot (0,9h_R)} = \frac{51987,74 \times 10^{-3} \times 5,2}{2 \times 267 \times 0,54} = 0,937 MPa$$

$\tau_u = 0,937 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \dots \dots \dots CV$

Donc pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification au non poinçonnement** : Selon BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.2.42)

Il s'agit de vérifier que : $N \leq 0.045 \times U_c \times h_R \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

On a: a=50cm; b=40cm (section du Poteau le plus sollicité).

$\mu_c = 2(a + b + 2h_R) = 2(0,50 + 0,40 + 2 \times 0,6) = 4.2 \text{ m}$

N : Charge sous le poteau le plus sollicité (N = 1822,55 KN).

h : Epaisseur totale du radier (60cm).

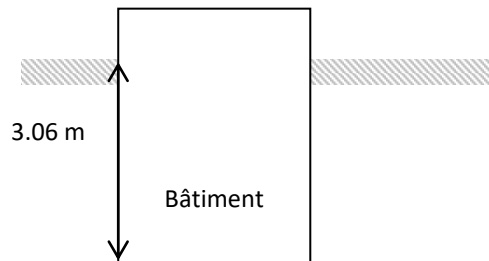
$1822,55 \leq 0.045 \times 3,8 \times 0.5 \times \frac{25000}{1.5} = 1890 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$

$1822.55 \leq 1890 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :**

- **Poids du bâtiment :**



- La condition à vérifier est

$W > F_s \times S \times \gamma \times Z$

Figure VII.6: Ancrage du Bâtiment.

$$W = W_{bat} + W_{Rad} + W_N \left\{ \begin{array}{l} W_{bat(x)} = 28445,6753 \text{ KN} \\ W_{bat(y)} = 28445,6753 \text{ KN} \\ W_{Rad} = \gamma_b \cdot S_{Rad} \cdot h_{rad} = 25 \times 267 \times 0.60 = 4005 \text{ KN} \\ W_N = \gamma_b \cdot b \cdot h' \cdot \sum L = 25 \times 0.50 \times (0.90 - 0.60) \times 55 = 206.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow W_{(x)} = 28445,6753 + 4005 + 206.25 = 32656,93 \text{ KN}$

$\Rightarrow W_{(y)} = 28445,6753 + 4005 + 206,25 = 32656,93 \text{ KN}$

$F_s = 1.5$ coefficient de sécurité.

$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$: poids volumique d'eau.

$Z = 3,06 \text{ m}$: hauteur d'ancrage de radier.

$S_{\text{Rad}} = 233,8 \text{ m}^2$: surface de radier.

ΣL : la longueur totale de la nervure.

$$W > F_s \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 267 \times 10 \times 3,06 = 12255,3 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow W_{(x)} = 32656,93 \text{ KN} \geq 12255,3 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

$$W_{(y)} = 32656,93 \text{ KN} \geq 12255,3 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

Donc pas de risque de soulèvement.

❖ **Calcul de ferrailage du radier nervuré:**

A. Calcul du radier :

Le panneau sera calculé comme simplement appuyés sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

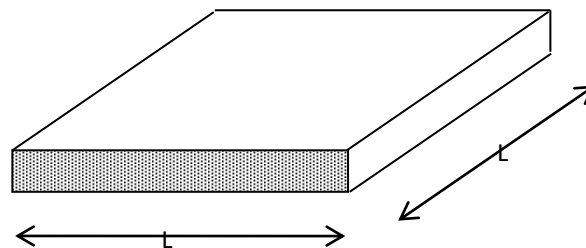


Figure VII.7: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

➤ **Calcul des sollicitations :**

D'après l'annexe E3 de **BAEL 91 page 66** le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

$$q = \frac{N}{S} \cdot 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } q_{acc} = \frac{51987,74 \times 1}{267} \Rightarrow q_{acc} = 194,71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{40477,83}{267} \Rightarrow q_{ser} = 151,60 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.8}{5.2} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur deux sens} \right.$$

➤ **ACC:**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot q_{acc} \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0,0510 \times 194,71 \times 4.8^2 = 228.79 \text{ KN.m.} \\ M_{0_y} = 0,875 \times 228,790 = 200,19 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$\begin{cases} M_{a_x} = 0.5M_{0_x} \\ M_{a_y} = 0.5M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{a_x} = 114,395 \text{ KN.m.} \\ M_{a_y} = 100.095 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.75M_{0_x} \\ M_{t_y} = 0.75M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t_x} = 171.59 \text{ KN.m.} \\ M_{t_y} = 150.14 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **A l'ELS :**

➤ **Moments au centre :**

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \cdot p_s \cdot L_x^2 \\ M_{0_y} = \mu_y \cdot M_{0_x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0_x} = 0,0510 \times 151,60 \times 4.8^2 = 178,136 \text{ KN.m.} \\ M_{0_y} = 0.875 \times 178,36 = 156,07 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_{a_x} = 0.5M_{0_x} \\ M_{a_y} = 0.5M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{a_x} = 89.07 \text{ KN.m.} \\ M_{a_y} = 78.03 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.75M_{0_x} \\ M_{t_y} = 0.75M_{0_y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t_x} = 133,77 \text{ KN.m.} \\ M_{t_y} = 117,05 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de ferrillage :**

✓ **Section minimale d'armatures : (BAEL 91 P 211)**

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.

$$\Leftrightarrow \text{Sens } y : A_{y_{min}} = 8h_0 = 8 \times 0.6 = 4,8 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\Leftrightarrow \text{Sens } x : A_{x_{min}} = \frac{(3-\alpha)}{2} \times A_{y_{min}} = \frac{(3-0,92)}{2} \times 4.8 = 4,99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Remarque : Selon le **CBA93** dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 % :

$$A_{smin_x} = 5.99 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{smin_y} = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

✓ **A l'ACC :**

1. Sens X-X :

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

Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE400.

Avec : $\mu_{lim} = 0.392$ (**BAEL91 page120**)

On calcule le moment réduit :

◆ **En travée :**

$$M_{t \text{ acc}} = 171.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \text{ acc}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{171,59 \times 10^{-3}}{1 \times (0.54)^2 \times 14.17} = 0.0415 \Rightarrow \mu = 0.0415 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,053$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \text{ acc}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{171,59 \times 10^{-3}}{0,978 \times 0.54 \times \frac{400}{1.15}} \times 10^4 = 9.34 \text{ cm}^2$$

◆ **En appuis :**

$$M_{a \text{ acc}} = 114,395 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ acc}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{114,395 \times 10^{-3}}{1 \times (0.54)^2 \times 14.17} = 0.0277 \Rightarrow \mu = 0.0277 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ acc}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{114,395 \times 10^{-3}}{0,986 \times 0.54 \times \frac{400}{1.15}} \times 10^4 = 6.17 \text{ cm}^2$$

2. Sens Y-Y :

◆ **En travée :**

$$M_{t \text{ acc}} = 150.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \text{ acc}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{150,14 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,0363 \Rightarrow \mu = 0,0363 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0462$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \text{ acc}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{150,14 \times 10^{-3}}{0,981 \times 0,54 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 8,15 \text{ cm}^2$$

◆ **En appuis :**

$$M_{au} = 100,095 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ acc}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{100,095 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,0242 \Rightarrow \mu = 0,0242 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0306$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{100,095 \times 10^{-3}}{0,988 \times 0,54 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 5,394 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul d'espacement selon le BAEL.99 :**

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

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ pour les deux nappes et suivant les deux directions.

Tableau VII.3: Choix des armatures.

		Moment [KN.m]	As (cal) [cm ²]	Asmin [cm ²]	Choix	Asadopte [cm ²]	St [cm]
Sens (x-x)	En travée	178.59	9.34	5.99	5T16	10,05	20
	En appui	114.395	6.17	5.99	5T14	7.70	20
Sens (y-y)	En travée	150.14	8.15	4.8	5T16	10,05	20
	En appui	100.095	5,394	4.8	5T14	7.70	20

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

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

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,60f_{c28} = 0.6(25) = 15MPa$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \text{ Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(7.70)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(54 \times 7.70)}{7,5 \times (7.70)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 10.07cm$$

✓ **Inertie (I) :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2] \text{ Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (10.07)^3}{3} + 15 \times [7.70 \times (54 - 10.07)^2] \Rightarrow I = 256935,331 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 178,136 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{178,136}{256935,331} \times 10.07 \right] \times 10^3 = 6,98 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

✓ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_{acc} \leq \tau_{adm} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{1.5} ; 5MPa \right) = 3.33MPa$

Avec : $\tau_{acc} = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$

Tableau VII.4: Vérification d'effort tranchant

	Tmax (KN)	τ_{acc} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification
Sens X-X	249,205	0.46	3.33	CV
Sens Y-Y	249,205	0.46	3.33	CV

Remarque :

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

B. Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur de 0.8 m et d'épaisseur $h = 60$ cm.

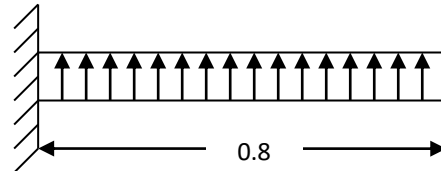


Figure VII.8: Schéma statique de débord.

➤ **Sollicitation maximale :**

$$M_{acc} = \frac{q_{acc} \cdot L^2}{2} = \frac{194,71 (0.8)^2}{2} = 60,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = \frac{151,60 (0.8)^2}{2} = 48,51 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

$$M_{acc} = 60,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{60,31 \times 10^{-3}}{1 \times (0.54)^2 \times 14.17} = 0.015 \Rightarrow \mu = 0.015 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_{acc}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60.31 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.54 \times \frac{400}{1.15}} = 3.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3.24}{4} \Rightarrow A_r = 0.81 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale :**

↳ Sens y : $A_{y_{min}} = 8h_0 = 8 \times 0.6 = 4,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$\Rightarrow \text{Sens } x : A_{x_{min}} = \frac{(3-\alpha)}{2} \times A_{y_{min}} = \frac{(3-0,92)}{2} \times 4,8 = 4,99 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{smin_x} = 5,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{smin_y} = 4,8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

✓ **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **5T14** $\Rightarrow A_s = 7,70 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartition.

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

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

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} = 0,6(25) = 15 \text{ MPa}$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 10,07 \text{ cm}$$

✓ **Inertie (I) :**

$$I = 256935,331 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 48,51 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{48,51}{256935,331} \times 10,07 \right] \times 10^3 = 1,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_{acc} = \frac{T_{max}}{b.d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \bar{\tau} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = q_{acc} \cdot L \Rightarrow T_{max} = 194,71 \times 0,8 \Rightarrow T_{max} = 155,768 \text{ KN}$$

$$\tau_{acc} = \frac{155,768 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,54} \Rightarrow \tau_{acc} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{acc} = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

C. Calcul de la poutre de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicitée.

➤ **Sollicitation de la nervure :**

$$M_{0\text{acc}} = \frac{q_{\text{acc}} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0\text{acc}} = \frac{194,71 \times (5,2)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,92)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0u} = 472,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0\text{ser}} = \frac{151,60 \times (5,2)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,92)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0\text{ser}} = 367,84 \text{ KN.m}$$

◆ **En travées :**

$$M_{t\text{acc}} = 0,75M_{0\text{acc}} \Rightarrow M_{t\text{acc}} = 354,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\text{ser}} = 0,75M_{0\text{ser}} \Rightarrow M_{t\text{ser}} = 279,33 \text{ KN.m}$$

◆ **En appuis :**

$$M_{a\text{acc}} = 0,50M_{0\text{acc}} \Rightarrow M_{a\text{acc}} = 236,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\text{ser}} = 0,50M_{0\text{ser}} \Rightarrow M_{a\text{ser}} = 183,92 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutre :**

◆ **En travées :**

$$M_{t\text{acc}} = 354,33 \text{ KN.m} \quad ; \quad h = 0,90\text{m} \quad ; \quad b = 0,50\text{m}$$

$$d = 0,9.h \Rightarrow d = 0,81\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{t\text{acc}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{354,33 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,076 \Rightarrow \mu = 0,076 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,099$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_{t\text{acc}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{354,33 \times 10^{-3}}{0,96 \times 0,81 \times \frac{400}{1,15}} \times 10^4 = 13,10 \text{ cm}^2$$

◆ **En appuis :**

$$M_{a\text{acc}} = 236,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{a\text{acc}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{236,22 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,81)^2 \times 14,17} = 0,0508 \Rightarrow \mu = 0,0508 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,0652$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{acc}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{236,22 \times 10^{-3}}{0,974 \times 0,81 \times \frac{400}{1,15}} = 8,61 \text{ cm}^2$$

➤ **La section minimale :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,50 \times 0,81 \frac{2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = \max(A_{\min}, A_t) = 13,10 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a = \max(A_{\min}, A_a) = 8,61 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix d'armatures :**

○ **En travées :5T20** $\Rightarrow A_t = 15,71 \text{ cm}^2$

○ **En appuis :5T16** $\Rightarrow A_a = 10,05 \text{ cm}^2$

Remarque :

Dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_e) \Rightarrow 90 \geq 80 \text{ cm}$ il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend **5T16**.

➤ **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

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

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} = 0,6(15) = 15 \text{ MPa}$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \text{Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(10,05)}{50} \left[\sqrt{1 + \frac{50(81 \times 10,05)}{7,5 \times (10,05)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 19,29 \text{ cm}$$

✓ **Inertie (I) :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2] \quad \text{Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{50 \times (19,29)^3}{3} + 15 \times [10,05 \times (81 - 19,29)^2] \Rightarrow I = 693706,176 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 279,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left[\frac{279,33}{693706,176} \times 19,29 \right] \times 10^3 = 7,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{acc} \leq \bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{acc} = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

$$T_{\max} = q_{acc} \cdot L \Rightarrow T_{\max} = 194,71 \times 5.2 \Rightarrow T_{\max} = 1012.492 \text{ KN}$$

$$\tau_{acc} = \frac{1012.492 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} \Rightarrow \tau_{acc} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{acc} = 2,5 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales selon le BAEL.99 :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varphi_{l \min} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(25.71 ; 16 ; 50) \text{ mm.}$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

• **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(73 ; 40) \text{ cm}$$

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

○ **Selon BAEL.91 :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{90}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 19,2 \text{ cm}$$

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

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi \Rightarrow L_r = 40 \times 1,60$$

$$\Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

➤ **Ancrage des armatures tendues :**

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij} \quad (\psi_s = 1,50 \text{ Barre à haute adhérence courante}).$$

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \times (1,50)^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2.84 \text{ MPa}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} \Rightarrow L_s = \frac{1,60 \times 400}{4 \times 2.84}$$

$\Rightarrow L_s = 56,34cm.$

❖ Schéma de ferrailage

1-radier

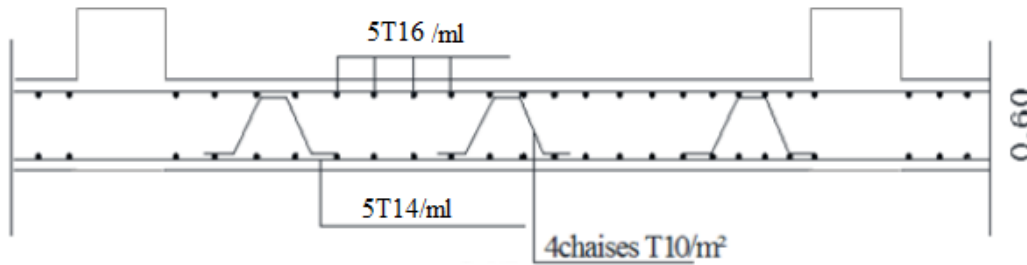


Figure VII.8.Ferrailage du radier sens xx

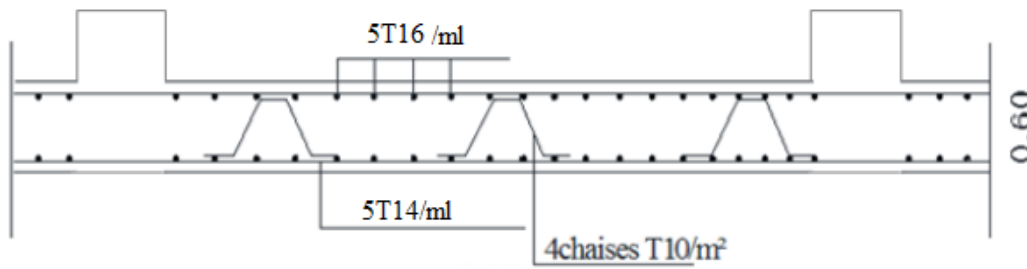


Figure VII.9 Ferrailage du radier sens y-y

2-Nervure

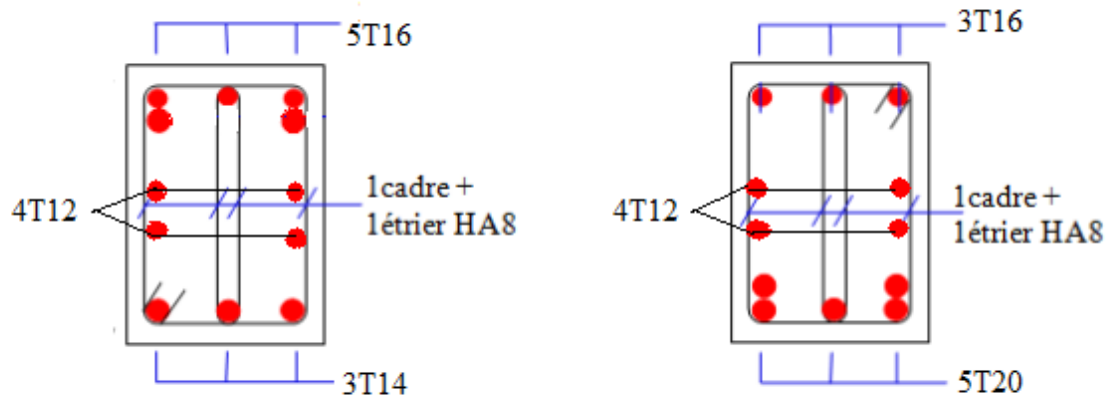













Figure VII.10 : Ferrailage des nervures

Les livres :

-  Calcul des Ouvrages en béton armé -M. BELAZOUGUI-
« Office des publications universitaires 1991 » ;
-  Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-« EYROLLES 1992 »;
-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003
-  D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
-  Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
-  Le BAEL 91. (**Béton Armé Aux Etats Limites**) donnant des recommandations
Spéciales pour les pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A

Les mémoires de fin d'étude :

-  Etude d'un bâtiment (RDC+9etage) en béton armé a usage d'habitation, SAIDA 2016
-  Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation, Sidi Bel Abes 2007.
-  Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Sidi BEL ABES 2010.
-  Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation, Sidi BEL ABES 2007.
-  Etude d'une tour R+12 en béton armé, MOSTA 2012-2013

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD 2013
- Robot Structural 2014
- EXCEL 2016
- WORD 2016
- RDM 6
- SOCOTEC

Annexe

Annexe1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES
ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{I_x}{I_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817

$\alpha = \frac{I_x}{I_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe2

Tableau des

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Armat
ures
(en
cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33