

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

Présenté par :

Mr. ABID SID AHMED ADEL

Mr. AMMAR SOFAINE

Sujet du mémoire

Etude D'un Bâtiment EN Béton Armé (R+11+S-Sol)
A Usage D'habitation Situé A Tiaret

Soutenu publiquement le devant le jury composé de :

Mr, M. AIT AMAR MEZIANE

Mm.e, S. AIT YAHI

Mr, R.BENFERHAT

Mm.e, L.KHARROUBI

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2019-2020

Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, Allah le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles et particulièrement le chef de département **Mr. BOUAKAZ Khaled**.

Nous remercions vivement, notre promoteur **Mme : AIT YAHIA** , son aide et ses précieux conseils.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives sincère reconnaissance.

Dédicaces

Au nom de dieu Allah

Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail :

- mes parents : Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

- mes sœurs et à mes frères.

celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet

- toute ma famille, et mes amis,

- mon binôme Ammar sofiane

- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit

*possible, je vous dis **merci.***

ABID SIDAHMED ADEL.

Dédicaces

Au nom de dieu Allah

Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail :

- mes parents : Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

- mes sœurs et à mes frères.

celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet

- toute ma famille, et mes amis,

- mon binôme Abid Sidahmed

- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis

merci.

AMMAR SOFIANE.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع متنوع (سكني، تجاري، موقف للسيارات) تتألف من طابق التحت ارضي + طابق ارضي سفلي + 11 طوابق يتم انجازها بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات، الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003)

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي SOCOTEC .

دراسة الطوابق المشكلة لقاعدة البناية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

الكلمات المفتاحية:

مقاومة، الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، قاعدة البناية

R é s u m é

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (d'habitation, commercial et parking) composée d'un RDC + 11 étages + sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Tiaret, classée en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles de contreventement.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été menées par le logiciel ETABS.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Pour le calcul et la vérification du ferrailage des portiques nous avons utilisées le logiciel (SOCOTEC).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Mots clés :

stabilité, voiles de contreventement, fondations .

Summary

The aim of this study is the conception of structure used for dwelling commerce and parking. It compose of R + 11 stories + underground that will be established in Tiaret state which is classified in zone I according to the Algerians rules against of quake (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software ETABS.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in famous strengths in Algeria (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003).

About the checking of reinforcement we used software SOCOTEC.

At the end, the study of the elements of the underground, namely the foundations, also part from this project.

Liste des tableaux

Chapitre (II) - Pré dimensionnement et descente de charges

Tableau II. 1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	33
Tableau II. 2 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant , Rdc , S.sol en corps creux	33
Tableau II. 1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux	34
Tableau II. 4 : Dégression des charges d'exploitation	37
Tableau II. 5 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....	45

Chapitre (III) - Ferrailage des éléments non structuraux

Tableau III. 1 Charges et surcharge du volée de l'escalier.....	59
Tableau III. 1 Charges et surcharge du volée de l'escalier.....	59
Tableau III.3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)	69
Tableau III.4: Les Dimensions des ascenseurs.....	71
Tableau III.5: Poids mort de l'ascenseur.....	72
Tableau III.6: Les résultats des moments isostatiques des rectangles	75

Chapitre (IV) - Calcul des planchers

Tableau IV. 1: Charge et surcharge des planchers	91
Tableau IV. 2 : Tableau récapitulatif des résultats (RDC)	93
Tableau IV. 3 : Tableau récapitulatif des résultats	102
Tableau IV. 4 : Tableau récapitulatif des résultats (étage courant).	108

Tableau IV. 5 : Tableau récapitulatif des résultats	108
Tableau IV. 6 : Tableau récapitulatif des résultats	109
Tableau IV. 7 : Tableau récapitulatif des résultats	109

Chapitre-(V)-Etude sismique

Tableau V. 1 : Facteur de qualité	131
Tableau V. 2 : Poids de la structure	132
Tableau V.3 : Valeurs de la force sismique totale.....	132
Tableau V.4 : Facteur de participation massique	133
Tableau V.5 : Les déplacements latéraux inter-étage.....	133
Tableau V.6 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage Sens X	134
Tableau V.7 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage Sens Y	135
Tableau V.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x . V_{dx} (t)	135
Tableau V.9 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ (sens y).....	136

Chapitre-(VI)-Etude des portiques

Tableau VI.1 : moments des différents niveaux (poutre principale	139
Tableau VI.2 : moments des différents niveaux (poutre secondaire)	140
Tableau VI.3 : Ferrailage des différents niveaux (poutre principale rive)	141
Tableau VI.4 Ferrailage des différents niveaux (poutre principale inter).....	142
Tableau VI.5 : Ferrailage des différents niveaux (poutre secondaire rive)	142
Tableau VI.6: Ferrailage des différents niveaux (poutre secondaire inter)	143
Tableau VI.7: les sollicitations défavorables du 1er genre	148
Tableau VI.8: les sollicitations défavorables du 2eme genre	148
Tableau VI.9: les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	151
Tableau VI.10: Ferrailage de poteau	152

Liste des figures

Chapitre (I) - Présentation de l'ouvrage

Fig. I. 1 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	23
Fig. I. 2 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	24
Fig. I. 3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	26
Fig. I. 4 : Diagramme des déformations limites de la section.....	28

Chapitre (II) - Pré dimensionnement et décente de charges

Fig. II. 1 : Coupe d'un plancher à corps	32
Fig.II.2 : Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.....	33
Fig. II.3:Ccoupe plancher étage courant.....	34
Fig. II.4 : La Surface afférente du poteau.....	38
Fig. II.5 : Coupe de voile en élévation	43

Chapitre (III) - Ferrailage des éléments non structuraux

Fig . III. 1 : Dimensions de l'acrotère et sollicitations	47
Fig. III.2 : Coupe de l'acrotère	51
Fig. III.3 : Coupe de Balcon	56
Fig. III.4 : Schéma d'un escalier	57
Fig. III.5 : Vue en plan et schéma statique	58
Fig .III.6 : Schéma statique de l'escalier	60
Fig. III.7 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier.....	62
Fig .III. 8 : Schéma de ferrailage de l'escalier	66

Fig .III.9 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	67
Fig .III.10: Schéma de la poutre palière	70
Fig .III.11: Schéma d'un ascenseur.....	71
Fig .III.12: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.....	74
Fig .III.13: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	74
Fig .III.14: Dessin montrant la concentration des charges	74
Fig .III.15: Moments de la dalle	75
Fig .III.16: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	82
Fig .III. 17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	82

Chapitre (IV) - Calcul des planchers

Fig .IV.1 : Schéma d'un plancher à corps creux	84
Fig .IV.2 : Schémas explicatifs.....	86
Fig .IV.3 : Diagramme de l'effort tranchant.....	87
Fig .IV.4 : Schémas explicatifs.....	88
Fig .IV. 5 : Schéma explicatif.....	90
Fig .IV.6 : Diagramme des moments max et min	90
Fig .IV. 7 : Schéma explicatif.....	91
Fig .IV.8 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	93
Fig .IV.9 : Diagramme des efforts tranchant T.[KN].....	94
Fig .IV. 10 : Schéma explicatif.....	96
Fig .IV. 11: Diagramme des efforts tranchant [KN]	97
Fig .IV.12: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	100
Fig .IV. 13: Diagramme des efforts tranchant [KN]	101
Fig .IV. 14 : Schéma explicatif.....	110
Fig .IV. 15 : Schéma explicatif.....	110
Fig .IV. 16 : Diagramme du moment de la méthode du trois moment	111

Fig .IV. 17: Section de calcul de la poutrelle	118
Fig .IV. 18: position de l'axe neutre	119
Fig .IV. 19: position de l'axe neutre	120
Fig .IV. 20: position de l'axe neutre	121
Fig .IV. 21 : Dessin de ferrailage des poutrelles	126

Chapitre-(VI)-Etude des portiques

Fig. VI. 1: Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires	146
Fig .VI.2 : zone nodale	154
Fig .VI. 3 :Dessin de ferrailage des sections des poteaux inter et rive	155

Chapitre-(VII)-Etude des voiles

Fig .VII. 1: schéma du voile + poteaux	159
Fig .VII 2: Disposition des armatures verticales dans les voiles	161
Fig .VII.3 : Disposition du ferrailage du voile	161

Chapitre-(VIII)- Etude-de-l'infrastructure

Fig .VIII .1: Schéma de voile périphérique	164
Fig .VIII .2 : Schéma de ferrailage voile périphérique	168
Fig .VIII .3: Schéma du panneau le plus défavorable	172
Fig .VIII .4: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture	173
Fig .VIII .5: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture	175
Fig .VIII. 6 :Schéma des armatures de peau	176
Fig .VIII. 7: Schéma des armatures de la poutre de libage	177

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles		Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A_s	Section D'aciers
A_s'	Section D'aciers Comprimés
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A_s	Armatures Supérieures
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B_r	Section Réduite
B_o	Section Homogène Totale
E_s	Module D'élasticité
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M_a	Moment Sur Appui.
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A I_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une S .T

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
D	hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{i28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta=15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS

τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement

Sommaire

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I. Introduction	18
I.1- Présentation de l'ouvrage	19
I.2- Caractéristique des matériaux	19
I.3 Conception de la structure bâtiment	18
I.4. Caractéristiques géotechniques du sol	21
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	21

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

II.2- Pré dimensionnement du planche	32
II.3-Evaluation des charges et des surcharges :.....	32
II.4- Pré dimensionnement des poutres	35
II.5- Pré dimensionnement des poteaux.....	36

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1- Introduction.....	47
III.2- Etude de l'acrotère	47
III.3- Etude des balcons.....	52
III.4- Etude des Escaliers.....	58
III.5- Etude de l'ascenseur.....	72

Chapitre IV : Calcul des planches

IV.1- Introduction.....	85
IV.2- Méthode de calcul des poutrelles	86
IV.2.3- Calcul des poutrelles.....	92
IV.2.3.4- Calcul du ferrailage.....	118

Chapitre V : Etude sismique

V.1- Généralités sur les séismes.....	128
V.2- Introduction.....	128
V.3- Calcul sismique	132

Chapitre IV : Etude des portiques

VI.1. Etude sous charges verticales et horizontales	138
VI.3-Ferraillage des poutres	138
VI.8-Ferraillage des poteaux.....	147

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1- Introduction.....	157
VII.2-Le système de contreventement.....	157
VII.3-Le principe de calcul	157
VII.4- Ferraillage des voiles.....	159

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

VIII.1- voiles périphériques	163
VIII.1.4 Calcul du ferraillage.....	164
VIII.3- Etude des fondations.....	168
VIII.3.4- Pré dimensionnement du radier.....	169
VIII.3.4.4- Détermination des poutres de libage.....	170

Introduction

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que 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.

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.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 11 étages n'est pas encore réaliser à Tiaret.

Chapitre I:

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction générale :

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet est un bâtiment a usage d'habitation et commercial, situé a Tiaret, considéré comme une zone de faible sismicité (zone I) . Selon le RPA 99 version 2003.

Ce bâtiment se compose d'un (sous-sol+ RDC+ 11 ETAGES) munit de un ascenseurs et deux type d'escalier.

- Le sous-sol est à usage parking.
- Le Rez de chaussé est à usage commercial.
- Les étages restant (1^{er} 11^{ème}) sont à usage d'habitation.

I.2 Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- Longueur en plan = 28,60m.
- Largeur en plan..... = 18 ,50 m.
- Hauteur du Sous sol.....= 2,80 m.
- Hauteur du RDC= 3,06 m.
- Hauteur d'étage courant.....= 3,06 m.
- Hauteur totale.....= 36,72 m.

I.3 Conception de la structure du bâtiment :

3.1. Structure de contreventement :

L'ouvrage en question entre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article 3-4-A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8 m.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

– Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

– Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

– Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

3.2. Le Plancher :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique. Il y a deux types de Plancher dans notre bâtiment :

Plancher à corps creux pour RDC et les étages courants.

Plancher en dalle pleine pour la dalle de l'ascenseur.

3.3. La cage d'escalier :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre Structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier multi volet droit perpendiculaires entre elles.

3.4. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

3.5. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

3.6. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

3.7. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

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 calcaires rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

5.1. Béton :

Le béton est un mélange composé de :

Ciment, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène. Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis ;

Ce matériaux résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42 ,5
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.

- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25.
 - 175L d'eau de gâchage.
- La masse volumique de béton armé est de 2,50t/m³

5-2- Résistances mécaniques du béton :

2. a - Résistance à la compression:

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

2. b- Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

5.3. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories :

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

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

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

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

5.4. Déformation et contrainte de calcul :

a-État limite ultime (ELU) :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

•Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80) :

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$- \epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- $\epsilon_{bc2} =$

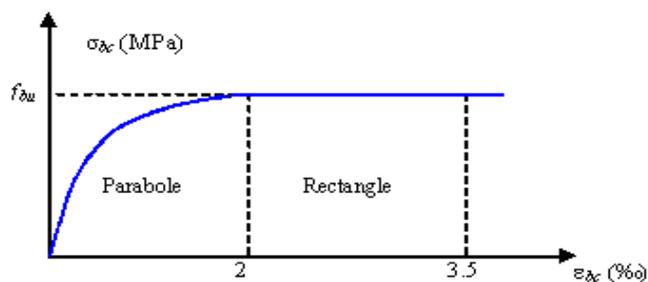


Fig. I. 1: Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

b- Etat limite de service (ELS) :

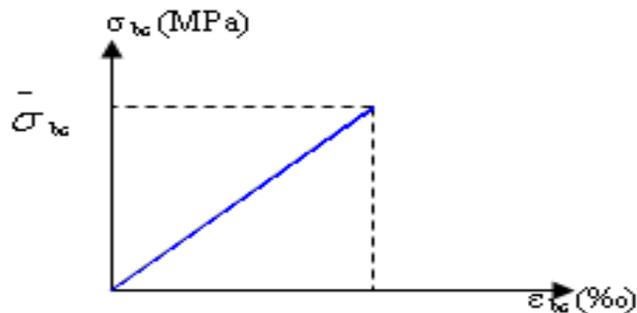


Fig. I. 2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

5.5. Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$T_u = \frac{T_{ul}}{b_0 \cdot d}$$

Avec

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

5.6. Module de déformation longitudinal du béton :

▪ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa

- **Module de déformation différée** : Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule : $E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa

a) .Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

b) .Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilisé les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel Fe E215 FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

5.7. Diagramme déformation contrainte de calcul :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaison accidentelles.}$$

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

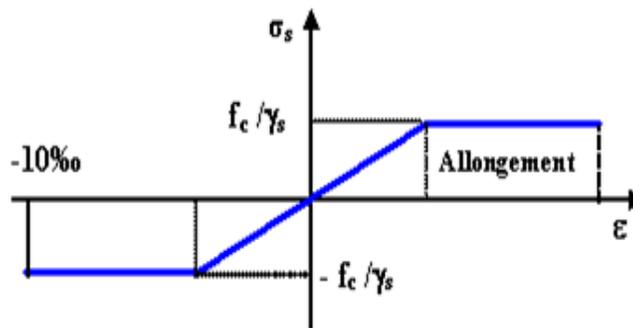


Fig. I. 3: Diagramme contrainte-déformation d'acier .

5.8. Contrainte limite de traction des armatures :

La contrainte de traction des armatures est limitée à :

- Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0,5f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$

Avec :

f_e : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : Coefficient de fissuration, avec :

η : coefficient de fissuration

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

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA)

Poids volumique :

Béton armé $\gamma = 25$ KN/m³

Béton non armé..... $\gamma = 22$ KN/m³

Acier..... $\gamma = 78,5$ KN/m³

I.6.Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

*Etats limite ultime de résistance E. L. U. R

*Etats limite de service

6.1. E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 vesion2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

a- Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

La règle des trois pivots, qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est définie par un diagramme de déformation passant par l'un des trois pivots A,B ou C définis par la figure suivante :

Fibre comprimée

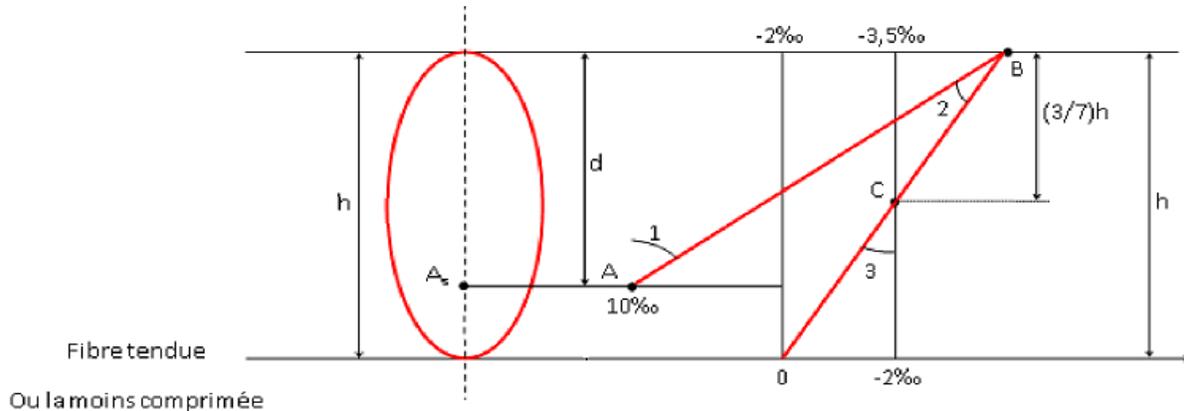


Figure I .4: Diagramme des déformations limites de la section.

* Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

* Traction pure : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

* L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

* Traction excentrée : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0

Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

* Flexion (simple ou composée) : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $e_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $e_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

* La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

* Le cas particulier où $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $e_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \cdot \alpha = 0,167$

* Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter e_{bc} au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

* La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

* Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

*Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$

* La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2 \text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée

$\epsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

✓ **En résumé :**

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

6.2. E. L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

a. Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc} ; \sigma_S = E_S \cdot \epsilon_S$$

- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_S / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}$$

c. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :✓ **Etat limite ultime:**

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

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

✓ **Etat limite de service:**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

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

$G+Q+E$ G : charge permanente

$G + Q \pm 1.2E$ avec Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme $0,8 G+E$

Chapitre II :
Pré dimensionnement et
descente de charges

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, 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.

II.2-Pré dimensionnement du plancher :

2.1-Planchers à corps creux :

On utilise la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \text{Avec :}$$

h_t : hauteur totale du plancher.

L : portée maximale de la travée entre nus d'appuis.

$$h_t \geq \frac{470}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20,88$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale :

$$h_t = 21 \text{ cm} \quad \text{soit } (16 + 5) \text{ cm}$$

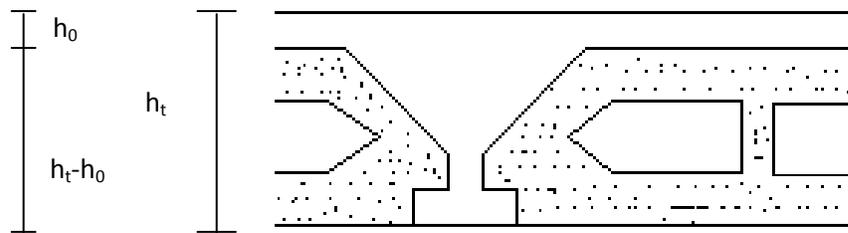


Fig II.1: coupe d'un plancher à corps .

II. 3-Evaluation des charges et des surcharges :

3. 1-plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m3	Poids superficiels (KN/m2)
1	Protection en gravillon	0,04	20	0,85
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,18
3	Forme de pente en béton léger	0,10	22	2 ,64
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Corps creux (16 + 5)	0,21	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

- Charge permanente (poids propre) $G = 6,42 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 1 ,50 \text{ KN/m}^2$.

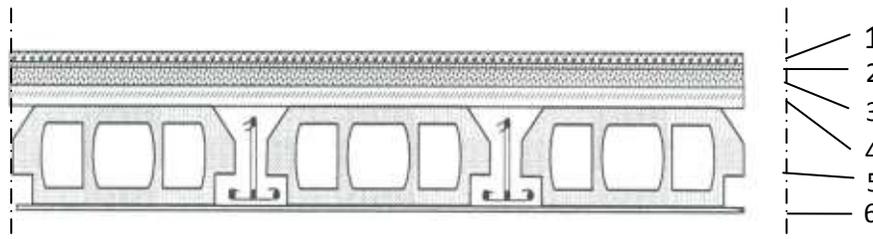


Fig II.2 : Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

3-2-Plancher étages courant , RDC , S .SOL :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m3	Poids superficiels (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	17	0,34
4	Corps creux (16 + 5)	0,21	14	2,94
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,10	9	0,90

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant , Rdc , S.sol en corps creux .

- La charge permanente (poids propre) $G = 5,18 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation (plancher Rdc commrce) $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation (plancher étage courant) $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation (S.sol parking) $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

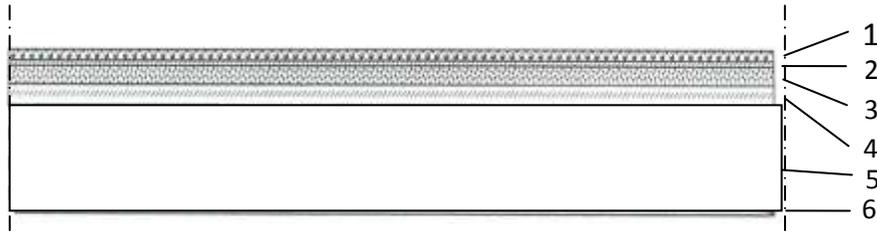


Figure II-3 : coupe plancher étage courant .

3.3-Balcon:

3.a Epaisseur du balcon :

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}.$$

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique KN /m3	Poids superficies (KN/m2)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	17	0,34
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	10	0,2

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du balcon en dalle pleine.

- Charge permanente $G = 5,09 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

3.4- Maçonnerie:

4.a Mur extérieur à double paroi:

1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm) (0,02) . (18) = 0,36 KN/m2

- 2- Briques creuses (e=10cm) (0,10). (9) = 0,90 KN/m²
 3- Briques creuses (e=15cm) (0,15). (9) =1,35 KN/m²
 4- Enduit en ciment extérieur (e=2cm) (0,02). (18) = 0,36 KN/m²
 Charge permanente (poids propre) G =2,88 KN/m²

4.b Mur intérieur :

Type 01 (chambre) :

- 1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm) (0,02) . (18) = 0,36KN/m²
 2- Briques creuses (e=10cm) (0,10). (9) = 0,90 KN/m²
 3- Enduit en ciment extérieur (e=2cm) (0,02). (18) = 0,36 KN/m²
 • Charge permanente (poids propre) G =1,62 KN/m²

Type 02 (commerces) :

- 1- Enduit en plâtre intérieur (e=2cm) (0,02) . (18) = 0,36 KN/m²
 2- Briques creuses (e=15cm) (0,15). (9) =1,35 KN/m²
 3- Enduit en ciment extérieur (e=2cm) (0,02). (18) = 0,36 KN/m²
 Charge permanente (poids propre) G =2,07 KN/m²

II.4-Pré dimensionnement des poutres :

Selon le B.A.E.L. 91 et selon R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d \leq b \leq 0,8d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{array} \right.$$

h_t : hauteur de la poutre ; b : largeur de la poutre de portée entre axe de la poutre

d : hauteur utile ; L : la plus grande portée.

4.1-Poutres principales :

$$\text{On a : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

- Pour L = 500 cm :

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm.}$$

On prend : **h = 40 cm** et **b = 30 cm.**

Vérification :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,33 < 4 \end{cases} \quad \text{C'est vérifié.}$$

4.2-Poutres secondaires :

- **2-b- Poutres secondaire :**

- Pour L = 520 cm :

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34,66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm.}$$

On prend : **h = 35 cm** et **b = 30 cm.**

Vérification :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,17 < 4 \end{cases} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Finalemnt

Poutres principales : (30×40) cm²

Poutres secondaires : (30×35) cm²

II.5-Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas.

Le calcul est basé sur la descente des charges set la loi de dégression des charges d'exploitations.

5.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
11	$N_{q0}=1,00$	1,00
10	$N_{q1}=q_0+q_1$	2,50
09	$N_{q2}=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
08	$N_{q3}=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
07	$N_{q4}=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
06	$N_{q5}=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
05	$N_{q6}=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
04	$N_{q7}=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,45
03	$N_{q8}=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,28
02	$N_{q9}=q_0+0,66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	9,91
01	$N_{q10}=q_0+0,65 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	10,75
RDC	$N_{q11}=q_0+0,63 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11})$	11,39
S .SOL	$N_{q11}=q_0+0,62 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10}+q_{11}+q_{12})$	14,43

Tableau II- 4 : Dégression des charges d'exploitation .

5.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

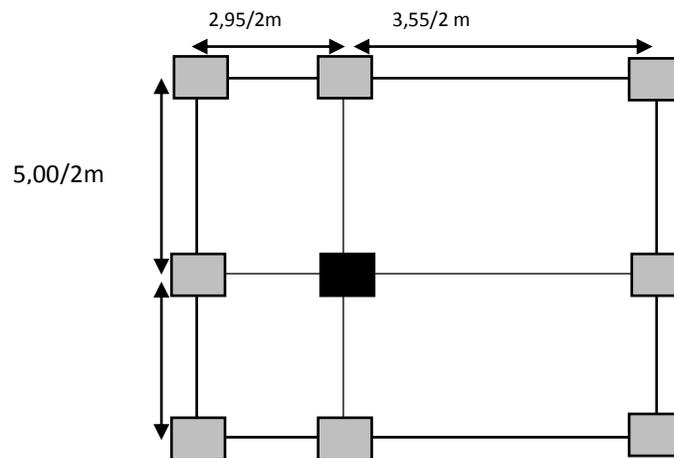


Fig. II. 4 : La Surface afférente du poteau .

$$S = (5,00/2 + 4,00/2) \times (2,95/2 + 3,55/2)$$

$$S = 14,625 \text{ m}^2$$

5.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{p,principale} = \left(\frac{5,00}{2} + \frac{4,00}{2} \right) 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,50 \text{ KN}$$

$$G_{p,secondaire} = \left(\frac{2,95}{2} + \frac{3,55}{2} \right) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 8,53 \text{ KN}$$

$$G_{terrasse} = (6,42) \times 14,625 = 93,89 \text{ KN}$$

$$G(\text{RDC, E. courant}) = (5,18) \times 11 \times 14,625 = 833,33 \text{ KN}$$

$$G(\text{S.SOL}) = (5,18) \times 14,625 = 75,76 \text{ KN}$$

$$G_{total} = (13,50 + 8,53) \times 13 + 93,89 + 833,33 + 75,76 = 1289,37 \text{ KN}$$

$$Q = 14,43 \times 14,625 = 211,04 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1,1 \times 1289,37 = 1418,31 \text{ KN}$$

$$NQ = 1,1 \times 211,04 = 232,15 \text{ KN}$$

$$N_u = (1,35 \times 1418,31) + (1,5 \times 232,15) = 2262,95 \text{ KN}$$

5.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

5.4.1 Détermination de la section du poteau (a. b) étages courant , RDC:

4.1.a-Détermination de "a" :

-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

l_0 : Hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration de la section droite du béton seule : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

Remarque :

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

On a considéré quatre (4) types de poteaux :

- **Type "1"** : Le sous sol au 2^{ème} étage .
- **Type "2"** : 3^{ème} au 5^{ème} étage .
- **Type "3"** : 6^{ème} au 8^{ème} étage .
- **Type "4"** : Du 9^{ème} à la terrasse .

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

On a: $L_0 = 3,06m$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142m = 214,2 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289,50} = 14,82\text{cm}$$

On prend : **a = 5cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 214,2/15,89 = 13,47 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.1.b-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

B_r :Section réduite

$$B_r = (55 - 2) \times (b - 2) = 53 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s =Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (I.TIARET)}$$

$$A_s = 0,7\% [53(b - 2)] = 0,371(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289,55} = 13,56 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{85}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{13,56}{85}\right)^2} = 0,82$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{53(b-2)25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,371(b-2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

$$2262,95 \leq 92,16b - 184,41$$

$$b = 26,55 \text{ cm}$$

On prend : b = 55cm

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min(a, b) = 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a, b) = 55 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.4.2 Détermination de la section du poteau (a. b) S.SOL:

4.2.a-Détermination de "a" :

-Vérification de flambement :

$$\text{On a: } L_0 = 2,80 \text{ m; } L_f = 0,7 \times 2,80 = 1,96 \text{ m} = 196 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{196}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{196}{0,289,50} = 14,82 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{a = 60 \text{ cm}}$$

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \frac{196}{17,89} = 10,96 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.2.b-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

B_r :Section réduite

$$B_r = (58 - 2) \times (b - 2) = 58 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s =Section d'armature longitudinale

$A_s = 0,7\%$ Br Zone (I .TIARET)

$$A_s = 0,7\% [58(b - 2)] = 0,406(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{196}{0,289.60} = 10,96 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{10,96}{35}\right)^2} = 0,83$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,83 \left[\frac{58(b-2)25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,406(b-2).400}{1,15.10} \right]$$

$$2262,95 \leq 100,56 b - 201,73$$

$$b = 24,50 \text{ cm}$$

On prend : b = 60cm

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$\min(a, b) = 60 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\min(a, b) = 60 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

II.6- Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de *RPA99 version 2003*

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

On a deux types des voiles :

6.1.Voile de contrevent

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone de Tiaret} \quad - \text{nombre d'étages} \geq 4 \\ -\text{la hauteur} \geq 12 \text{ m} \end{array} \right.$$

6.2.Voile de soutènement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

D'après le *RPA99 version 2003* article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

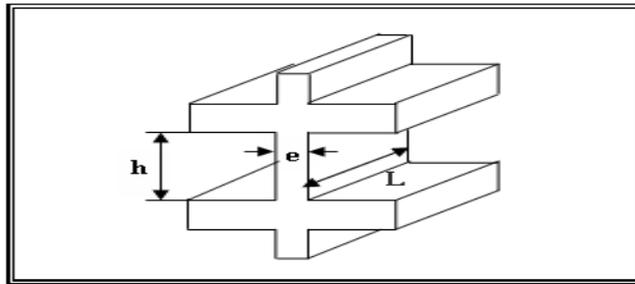


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation .

6.2-Pré-dimensionnement :

2 .a-Pour RDC, et autre étages:

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 15\text{cm}$.

2.b-Pour S.SOL:

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 15\text{cm}$.

II.7-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
S .SOL	60 X 60	30 X 40	30 X 35	15
R.D.C.	60 X 60	30 X 40	30 X 35	15
01	60 X 60	30 X 40	30 X 35	15
02	60 X 60	30 X 40	30 X 35	15
03	55 X 55	30 X 40	30 X 35	15
04	55 X 55	30 X 40	30 X 35	15
05	55 X 55	30 X 40	30 X 35	15
06	50 X 50	30 X 40	30 X 35	15
07	50 X 50	30 X 40	30 X 35	15
08	50 X 50	30 X 40	30 X 35	15
09	45 X 45	30 X 40	30 X 35	15
10	45 X 45	30 X 40	30 X 35	15
11	45 X 45	30 X 40	30 X 35	15
Terrasse	/	30 X 40	30 X 35	/

Tableau II- 5: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles .

Chapitre III :
Calcul des éléments non
structuraux

III-1-Introduction :

les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, a leur distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soit soumis du fait

des déformations imposées qu'a des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III-2-Etude de l'acrotère:**2-1-Introduction:**

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encadrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composé dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S.1.2-Charges sollicitant l'acrotère :

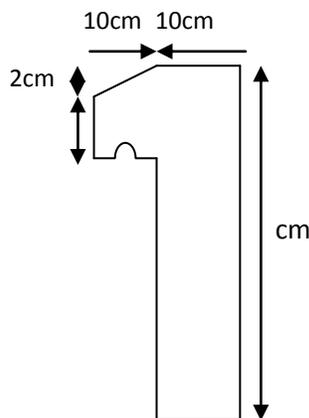


Fig. III- 1 : Dimensions de l'acrotère et sollicitations .

2.2-Charge permanente et charge d'exploitation :**2. a- Charge permanente :**

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

2. b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn/ml}$$

2.3-Charge aux états limites :

3. a-E.L.U :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ Kn/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ Kn.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

3. b- E.L.S :

$$N_S = G = 1,72 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

2.4- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

2.5- Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

2.6- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

6.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,32 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,32) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,80 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

6.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\dot{\lambda} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

$$\dot{\lambda}_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\ddot{a}_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\ddot{a}_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \ddot{a}_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\dot{\lambda}_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \dot{\lambda} = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\dot{\lambda} = 0,0084 \rightarrow \hat{\alpha} = 0,996$$

6.3-Calcul de la section d'armatures en :

3. a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \hat{\alpha}} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

4. a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,72 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 \\ &= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 \\ &= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

On adopte 5Φ8p .m. $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

4. b- Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 5Φ8 p.m.

2.7-Les vérifications :

7.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \zeta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \zeta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) \\ &= 1290,34 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

7.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\hat{\sigma}_{bc}$:

$$\hat{\sigma}_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\hat{\sigma}_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_b = 0,88 < \overline{\hat{\sigma}_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

7.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\hat{\sigma}_{st}$:

$$\overline{\hat{\sigma}_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\zeta} \times f_{t28}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 8 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\hat{\sigma}_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \overline{\hat{\sigma}_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

7.4-Contrainte de cisaillement :

$$\hat{\sigma}_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\hat{\sigma}_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\hat{\sigma}_u} = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\hat{\sigma}_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\hat{\sigma}_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

7.5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

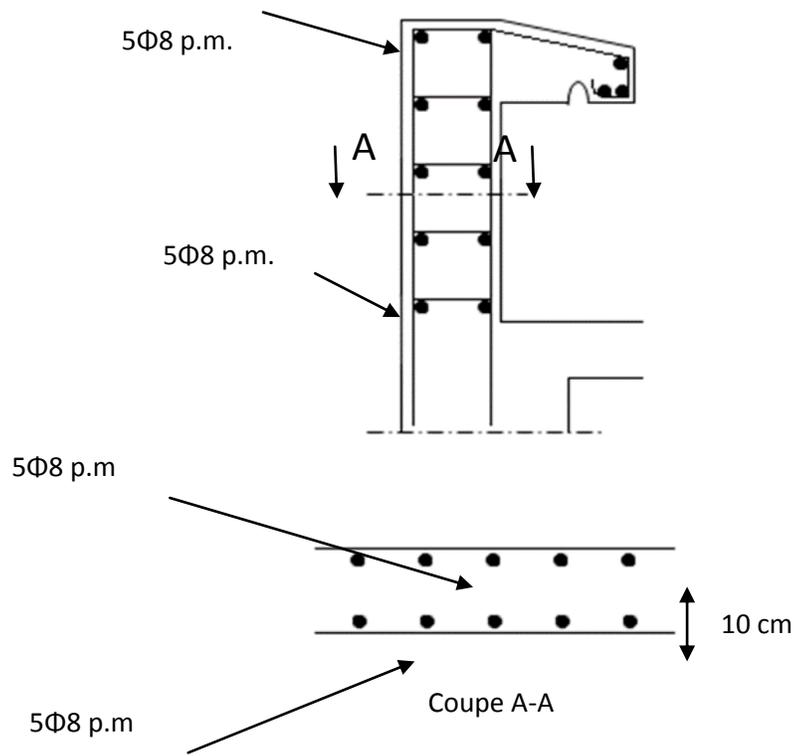


Fig III- 2 : coupe de l'acrotère .

III-3-Etude de Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre

On a:

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 1.4m$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 2.55m$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{2.55} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens (suivant } L_x, L_y)$$

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{1.4}{30} = 4.67m$$

Isolation acoustique : $e \geq 12cm$

Sécurité en matière d'incendie: $e \geq 12cm$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte $e = 15 cm$.

3.1-Balcon étages courants :**1. a- Les charges et des sollicitations :**

$$G = 5,78 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ Kn/m}^2$$

1.b-Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,78) + (1,5 \times 3,5) = 13,05 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 13,05 \times 1 \text{ m} = 13,05 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,78 + 3,50 = 9,28 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 9,28 \times 1 \text{ m} = 9,28 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

3.2Calcul de la charge concentrée :**2.a Calcul du moment max de l'effort tranchant max :**

Les moments au niveau d'appui et travée suivants les deux sens

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad ; \alpha = L_x/L_y = 0,55 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0894 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

a)-Calcul à ELU :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0894 \times 13,05 \times 1,4^2 = 2.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0,2500 \times 2.28 = 0.57 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 2.28 = 1.93 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,85 \times 0.57 = 0.48 \text{ kN.m}$$

En appuis:

$$M_{a\text{ riv}}=0,3 M_{ox}=0,3 \times 2,28=0,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\text{ int}}=0,5 M_{ox}=0,5 \times 2,28=1,14 \text{ kN.m}$$

$$T=qu \times L_x=13,05 \times 1,4=18,27 \text{ kN}$$

3. 3-Ferrailage :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

3. a En travée:

$$\text{Sens } L_x : \begin{cases} M_t = 1,93 \text{ kN.m} \\ \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\dot{\lambda} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,93 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,0074 < \dot{\lambda}_r = 0,392$$

$$\dot{\lambda} = 0,0074 \rightarrow \hat{\lambda} = 0,997 ; \hat{\lambda} : \text{est tirée du tableau}$$

$$A_{tx} = \frac{M_U}{\hat{\lambda} \times d \times \sigma_s} = \frac{1,93 \times 10^3}{0,997 \times 13,50 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens } L_y : \begin{cases} M_t = 0,48 \text{ kN.m} \\ \mu = 0,001 \text{ Mpa} \\ \hat{\lambda} = 0,9990 \end{cases}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\hat{\lambda} \times d \times \sigma_s} = 0,1 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3. b En appuis;

$$M_{a\text{ riv}}=0,68 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0,68 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,002 \rightarrow \hat{\lambda} = 0,999$$

$$A_{app} = \frac{M_{a\text{ riv}}}{\hat{\lambda} \times d \times \sigma_s} = \frac{0,68 \times 10^3}{0,999 \times 13,50 \times 348} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{a\text{ int}}=1,14 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{1,14 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,004 \rightarrow \hat{\lambda} = 0,998$$

$$A_{int} = \frac{1,14 \times 10^3}{0,998 \times 13,50 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3. 4- Vérifications :**4.a- Condition de non fragilité :**

$$(\hat{\lambda} > 0,4 \text{ et } e = 15 \text{ cm})$$

$$\text{Sens } l_y : A_{y\text{ min}} = 8.e = 1,2 \text{ m}^2 / \text{m} \text{ pour } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens lx : } A_{x \min} = A_y \min \frac{3-\dot{a}}{2} = 1.2 \text{ m}^2 / \text{m}$$

3. 5- Choix des aciers :

5. a- Travées :

Sens lx :

$$A_{tx} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$St_x \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{tx} = 4T10 \text{ pm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{x \min} = 1.45; St = 25 \text{ cm}$$

Sens ly :

$$A_{ty} = 0,1 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$St_y \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\emptyset 8 \text{ pm} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{y \min} = 1.2 ; St = 25 \text{ cm}$$

5. b- Sur appuis :

$$A_{a \text{ riv}} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$St_y \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\emptyset 8 \text{ pm} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{x \min}; St = 25 \text{ cm}$$

$$A_{a \text{ riv}} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$St_y \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\emptyset 8 \text{ pm} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{x \min}; St = 25 \text{ cm}$$

3. 6 - Contrainte de cisaillement :

$$\hat{\sigma}_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{18,27 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\hat{\sigma}_u} = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\hat{\sigma}_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \hat{\sigma}_u = 0,13 \text{ MPa} < \overline{\hat{\sigma}_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

3. 7-Contraintes d'adhérence :

$$\hat{\sigma}_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18,27 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 1,19 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = 3,14 \text{ cm; tirée du tableau}$$

$$\overline{\hat{\sigma}_{se}} = \sigma_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ϕ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\left\{ \begin{array}{l} \phi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \phi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$

$\hat{\sigma}_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \overline{\hat{\sigma}}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3. 8- La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{9,28 \times 1,40^2}{2} = -9,09 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \zeta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

3. 9 - Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\hat{\sigma}_{bc}$:

$$\hat{\sigma}_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{9,09 \times 10^3}{6087,13} \times 3,13 = 4,67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\hat{\sigma}}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\hat{\sigma}_b = 4,67 < \overline{\hat{\sigma}}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

3.10-Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\hat{\sigma}_{st}$:

$$\hat{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\hat{\sigma}}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{9,09 \times 10^3}{6087,13} \times (13,50 - 3,13) = 167,27 \text{ MPa}$$

$\hat{\sigma}_{st} = 167,27 \text{ MPa} < \overline{\hat{\sigma}}_{st} = 202 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3.11- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{array} \right.$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum \hat{O}A_i \times Y_i}{\sum \hat{O}A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\zeta \times A_s \times d)}{b \times h + (\zeta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,32 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \zeta A(d - Y_1)^2$$

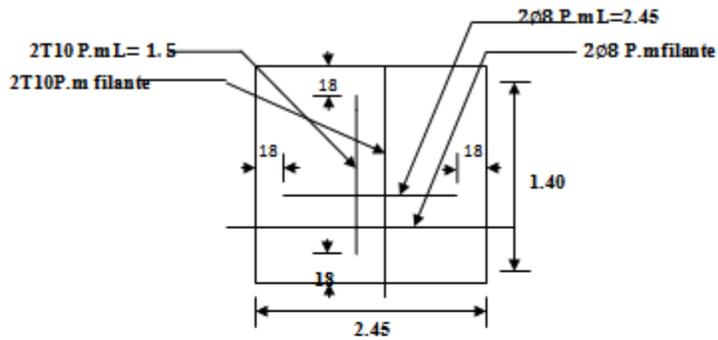
$$I = \frac{100 \times 7,68^3}{3} + \frac{100 \times 7,32^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,68)^2) = 29768,9 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

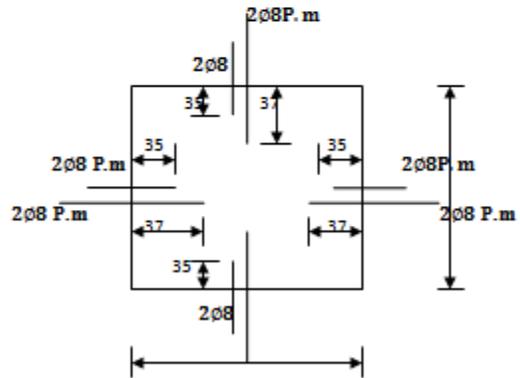
$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Qs \cdot l}{8} \right] = \frac{1,40^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29768,9} \times \left[\frac{8,5 \times 1,4 \times 10^2}{8} \right] = 0,42 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,42 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



Armatures interieur(en travée)



Armatures superieur(en appui)

Fig III- 3 : coupe de Balcon.

III-4-Etude des escaliers:

4.1. Définition :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau.

Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

Les caractéristiques d'un escalier :

Emmarchement : La largeur de la volée.

Giron : largeur d'une marche.

Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins.

Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.

Contre marche : partie verticale de la marche.

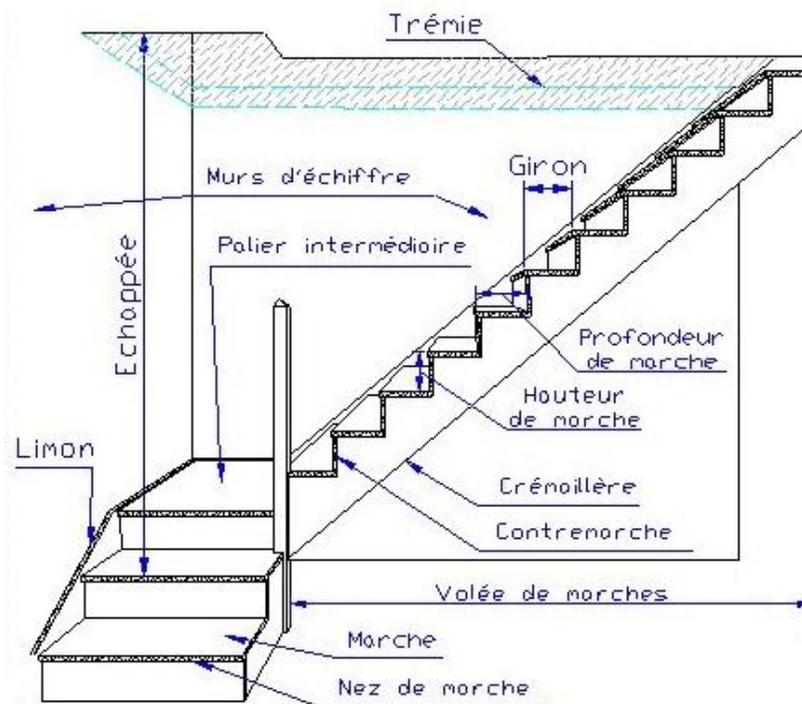


Fig III.4. Schéma d'un escalier

4.2. Dimensionnement :

D'après la formule de BLONDEL qui est valable pour un volée ou escalier continu :

$$60 \leq 2h + g \leq 66$$

$$n = H/h \Rightarrow h = H/n$$

$$n-1 = L/g \Rightarrow g = L/(n-1)$$

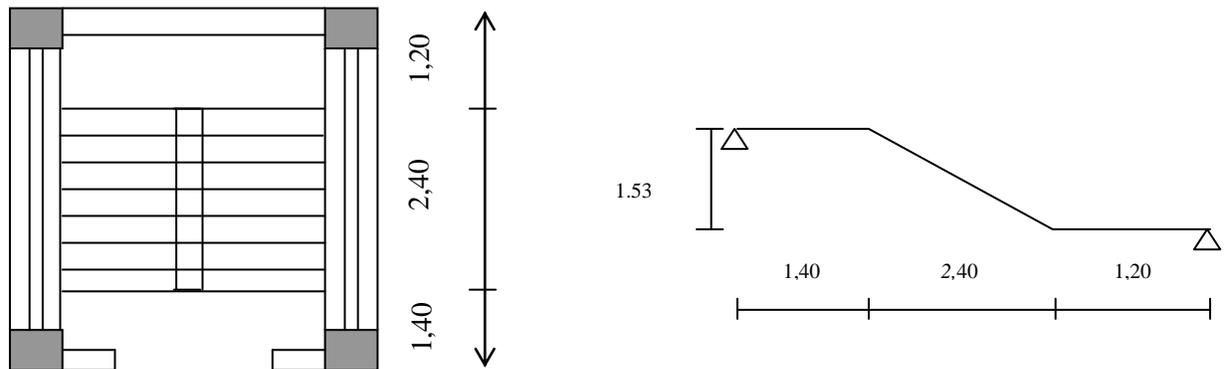


Fig III.5. Vue en plan et schéma statique

$$\left\{ \begin{array}{l} (n-1) : \text{nombre de marches} \\ n : \text{nombre de contre marche} \\ h : \text{hauteur de la contre marche} \\ g : \text{largeur de la marche} \\ L : \text{portée en plan de la volée} : L = 256 \text{ cm} \\ H : \text{hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs} : H = 3.06 / 2 = 1,53 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend :

$$(g + 2h) = 64$$

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

$$64 n^2 - n(64 + 306 + 240) + 306 = 0 \Rightarrow n = 9 \text{ (contre marche)}$$

$$\text{et : } n-1 = 8 \text{ (marche).}$$

$$h = H / n = 153 / 9 = 17 \text{ cm}$$

$$g = L / (n-1) = 240 / (9-1) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = h / g = 17 / 30 = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

2. a- Epaisseur de la pailasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

2. b- Epaisseur du palier :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

4.3-Descente des charges

3. a-Paillasse :

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,44
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,34
Revêtement en carrelage vertical	0,02	0,40
Mortier de ciment vertical	0,02	0,23
Poids propre de la paillasse	$\frac{ev}{\cos\alpha} \times 0,25$	3,44
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,87
Garde coups	/	0,24
Enduit en plâtre	0,02	0,23
G		7,59
Q		2,5

Tab III.1: Charges et surcharge du volée de l'escalier

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,99 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 10,09 \text{ kN/m} \end{cases}$

3. b- Palier :

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44
Mortier de ciment	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,34
Poids propre du palier	$ep \times 0,25$	3,75
Enduit en plâtre	0,02	0,2
G		5,13
Q		2,5

Tab III. 2 : charges et surcharge du palier de l'escalier

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,68 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,63 \text{ kN/m} \end{cases}$

4.4-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,12 - 10,68}{10,68} = 0,23 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_2 \cdot 1,4 + q_1 \cdot 2,4 + q_2 \cdot 1,2$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 61,34 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 5 \cdot R_A - 1,4 \cdot q_2 \cdot 4,3 - 2,4 \cdot q_1 \cdot 2,4 - 1,2 \cdot q_2 \cdot 4,4 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{1,2 \cdot q_2 \cdot 4,3 + 2,4 \cdot q_1 \cdot 2,4 + 1,2 \cdot q_2 \cdot 0,6}{5}$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{64,29 + 80,58 + 7,68}{5}$$

$$\Rightarrow R_A = 30,51 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 30,83 \text{ KN}$$

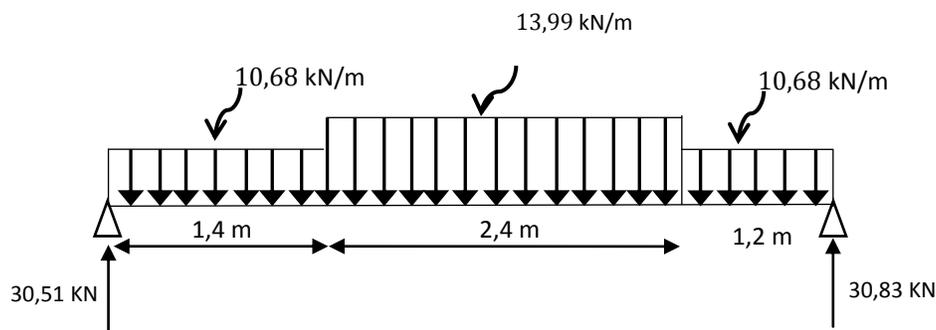


Fig. III. 6: Schéma statique de l'escalier

Pour la détermination des diagrammes, on fait des sections.

Section (1 - 1) : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = R_A = 30,51 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(1,4) = 30,51 - 10,68 \cdot 1,4 = 15,55 \\ M(1,4) = 30,51 \cdot 1,4 - 10,68 \cdot \frac{1,4^2}{2} = 32,24 \end{cases}$$

Section (2 - 2) : $1,4 \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 \cdot 1,4 - q_2(x - 1,4) \\ M(x) = R_A x - q_1 \cdot 1,4(x - 0,7) - q_2(x - 1,4)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(1,4) = 15,55 \\ M(1,4) = 32,24 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(3,8) = 30,51 - 10,68x1,4 - 13,99x2,4 = -18,01 \\ M(3,8) = 30,51x3,8 - 10,68x0,98 - 13,99(2,4)^2 = 24,88 \end{cases}$$

Section (3 – 3) : $0 \leq x \leq 1,2$ m

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_1 x \\ M(x) = -R_B x + q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(0) = 30,83 \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(1,2) = 30,83 - 10,68x1,2 = -18,01 \\ M(1,2) = 30,83x1,2 - 10,68 \frac{1,2^2}{2} = 24,88 \end{cases}$$

4.5-Diagrammes M et T :

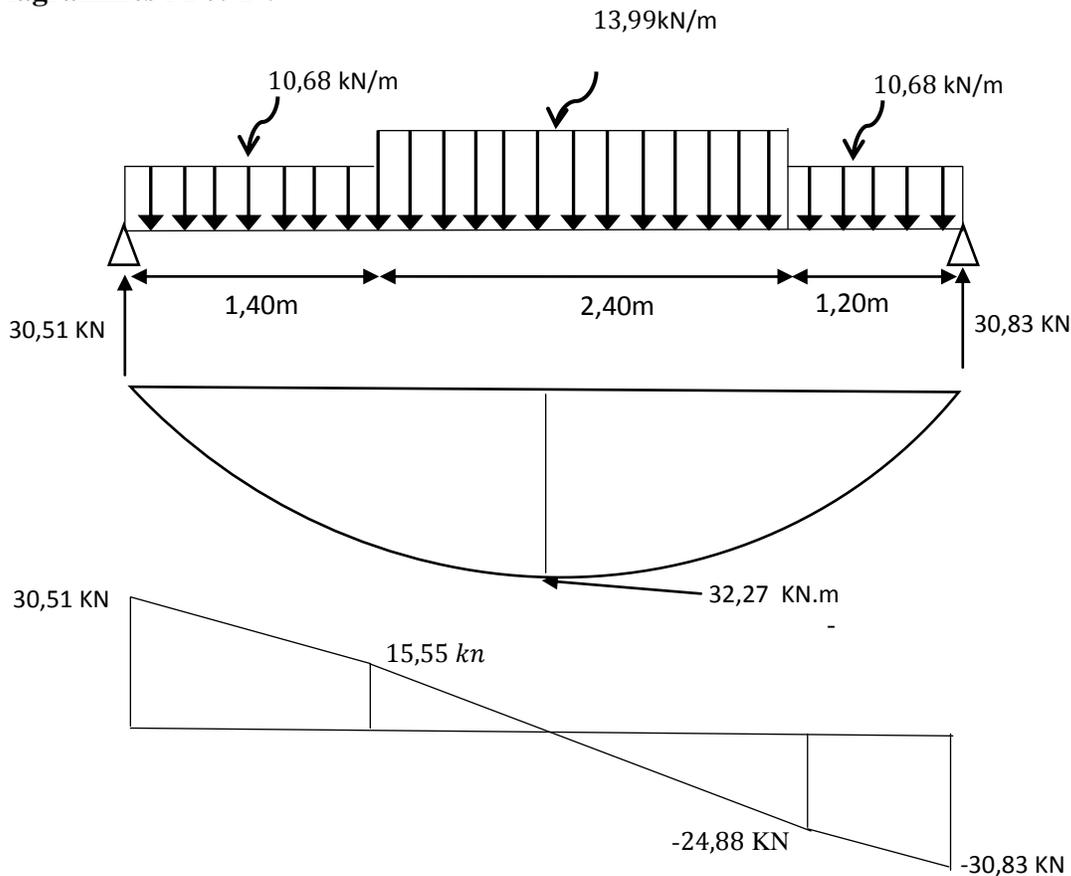


Fig. III. 7 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier

4.6- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$T(x)=0 \Rightarrow -17,12x+43,14=0 \Rightarrow x=2,51$$

$$M(2,52)=32,27 \text{ kN.m}$$

$$\text{On a : } M_{max} = 32,27 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 27,429 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 12,90 \text{ kN.m}$$

4.7- Ferrailage de l'escalier :

7. a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 27,43 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit \hat{i}_u :

$$\hat{i} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27,429 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,165 < \hat{i}_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \hat{a} = 0,909$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\hat{a} \times d \times \sigma_s} = \frac{27,429 \times 10^3}{0,909 \times 10,8 \times 348} = 8,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T14** avec : $A_{adm} = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

4.b-Sur appuis :

$$M_a = 12,90 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit \hat{i}_u :

$$\hat{i} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12,90 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,048 < \hat{i}_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\hat{a} = 0,975$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\hat{a} \times d \times \sigma_s} = \frac{12,90 \times 10^3}{0,975 \times 13,5 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T8** avec : $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

4.8-Vérifications ;**8. a-Condition de non fragilité :**

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

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Condition vérifiée.

8. b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\hat{\sigma}_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{30,51 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_u < \overline{\hat{\sigma}_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_u = 0,22 \text{ MPa} < \overline{\hat{\sigma}_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8. c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((30,51) + \frac{12,9 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} 3,92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

8. d-Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 13,64 \text{ kN.m} ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 11,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{t\ max} = 5,45\ kN, m$$

d.1-En travée :

$$A_s = 9,24\ cm^2 / ml$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 138,6y - 1496,88 = 0 \rightarrow y = 4,25\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \zeta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,25^3}{3} + (15 \times 9,24)(10,8 - 4,25)^2 = 8505,14\ cm^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,59 \times 10^3}{8505,14} \times 4,25 = 5,79\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 5,79 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

d.2-Sur appuis :

$$A_s = 3,93\ cm^2 / ml$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0 \rightarrow y = 3,44\ cm$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \zeta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + (15 \times 3,93)(13,5 - 3,44)^2 = 7322,87\ cm^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,45 \times 10^3}{7322,87} \times 3,44 = 2,56\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_b = 2,56 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

8. e-Vérification de la flèche :

Détermination du centre de gravité:

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,05 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots\dots\dots 0,05 < 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 0,0085 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc il faut passe au calcul de la flèche.

8. f Détermination du centre de gravité:

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 12) \times \frac{12}{2} + (15 \times 9,24 \times 10,8)}{(100 \times 12) + (15 \times 9,24)}$$

$$Y_G = 5,30\text{cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 5,30\text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 6,70\text{cm}$$

8. j Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \cdot A_s(d - y_G)^2$$

$$I = 19180,65 \text{ cm}^4$$

8. h Charges prises en compte:

-charge permanente avant mise de revêtement... .. j = 5,31KN/m²

-Charge permanente après mise de revêtement... .. G = 7,95KN/m²

-Charge total ELS(G + Q) P = 10,45KN/m²

8. k Moment correspondants:

$$M_j = 0,8 \times 5,31 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 3,05\text{KN.m}$$

$$M_G = 0,8 \times 7,95 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 4,57\text{KN.m}$$

$$M_P = 0,8 \times 10,45 \times \frac{(2,4)^2}{8} = 6,01\text{KN.m}$$

8. l Contraintes correspondants:

$$-\sigma_j = \frac{M_j}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,05 \times 10^3}{9,24 \times 0,909 \times 10,8} = 33,62\text{MPa}$$

$$-\sigma_G = \frac{M_G}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4,57 \times 10^3}{9,24 \times 0,909 \times 10,8} = 50,37\text{MPa}$$

$$-\sigma_P = \frac{M_P}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,01 \times 10^3}{9,24 \times 0,909 \times 10,8} = 66,25\text{MPa}$$

8. m Calcul des coefficients (ρ , λ_i , λ_v , μ_i)

-Coefficient ρ : $\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0,0085$

-Coefficient instantané λ_i : $\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2+3)\rho} = 2,47$

-Coefficient différé λ_v : $\lambda_v = 0,4\lambda_i = 0,98$

-Coefficient correspondant à j: $\mu_j = 1 - [1,75f_{t28}/(4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = -0,13$

-Coefficient correspondant à G: $\mu_G = 1 - [1,75f_{t28}/(4\rho \cdot \sigma_G + f_{t28})] = -0,03$

-Coefficient correspondant à P: $\mu_P = 1 - [1,75f_{t28}/(4\rho \cdot \sigma_P + f_{t28})] = 0,15$

8. n Calcul des moments d'inertie:

- Moment d'inertie correspondant à j: $I_{ji} = 1,1 \times \frac{I}{1+\lambda i \mu j} = 31077,99 \text{cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à j: $I_{Gi} = 1,1 \times \frac{I}{1+\lambda i \mu G} = 22787,25 \text{cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à j: $I_{Pi} = 1,1 \times \frac{I}{1+\lambda i \mu P} = 15394,90 \text{cm}^4$
- Moment d'inertie correspondant à v: $I_{vi} = 1,1 \times \frac{I}{1+\lambda v \mu G} = 21737,80 \text{cm}^4$

8. o Calcul des flèches:

$F_{ji} = M_j \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{ji}$

- Flèche correspondante à j: $F_{ji} = \frac{3,05 \times 10^5 (240)^2}{10 \times 3216420 \times 31077,99} = 0,01 \text{cm}$
- Flèche correspondante à G: $F_{Gi} = \frac{4,57 \times 10^5 (240)^2}{10 \times 3216420 \times 22787,25} = 0,03 \text{cm}$
- Flèche correspondante à P: $F_{Pi} = \frac{6,01 \times 10^5 (240)^2}{10 \times 3216420 \times 15394,90} = 0,069 \text{cm}$
- Flèche correspondante à v: $F_{Gv} = \frac{4,57 \times 10^5 (240)^2}{10 \times 1081886 \times 21737,80} = 0,11 \text{cm}$
- $F_{\text{totale}} = F_{gv} + F_{pi} - F_{ji} - F_{gi} = 0,11 + 0,069 - 0,03 - 0,01 = 0,139 \text{cm}$
- $F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{cm}$
- $F_{\text{totale}} < F_{\text{adm}} \dots \dots \dots$ Vérifiée

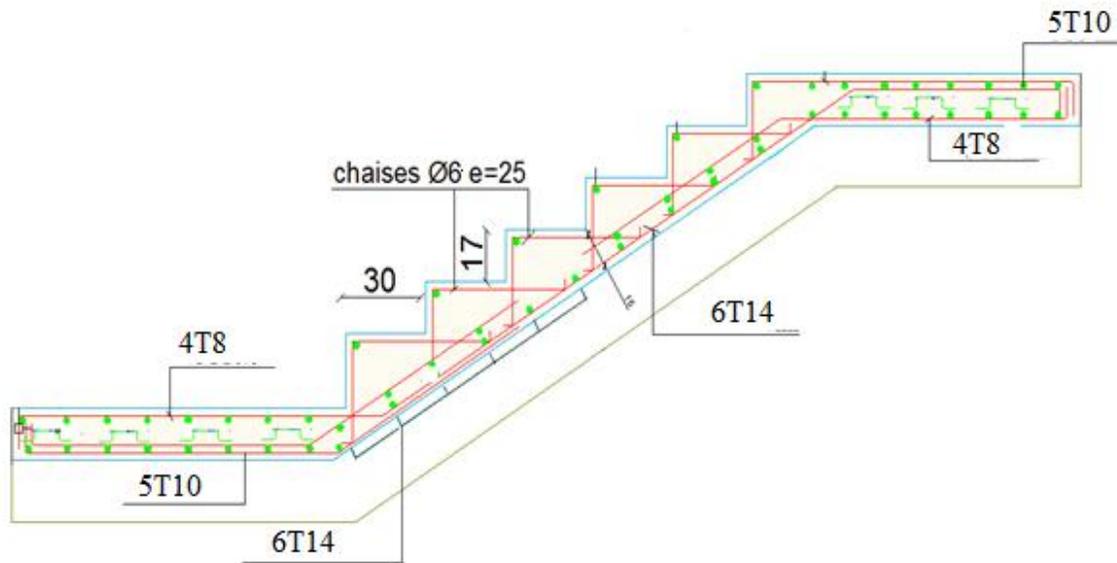


Fig. III. 8 : Schéma de ferrailage de l'escalier

4.9-Etude de la poutre palière :

9.a-Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18cm \leq h \leq 27cm$$

On prend : $h = 40\text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 36\text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 10,80\text{ cm} \leq b \leq 14,40\text{ cm}$$

On prend : $b = 30cm$

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm}$ Condition vérifiée .

$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$ Condition vérifiée .

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

9.b Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre: $G_p = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3,00\text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = (3,06 - 0,4) \times 2,88 = 7,66\text{ kN/m}$$

Réaction du palier : $R_b(Elu) = 30,83\text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (3,00 + 7,66)) + 30,83 = 45,22\text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 3,00 + 7,66 + 20,55 = 31,21\text{ kN/m}$$

b. 1-Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{45,22 \times 2,7^2}{8} = 41,20\text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 35,02\text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 16,48\text{ kN.m}$$

b. 2-Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{31,21 \times 2,7^2}{8} = 28,44\text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 24,17\text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 11,37\text{ kN.m}$$

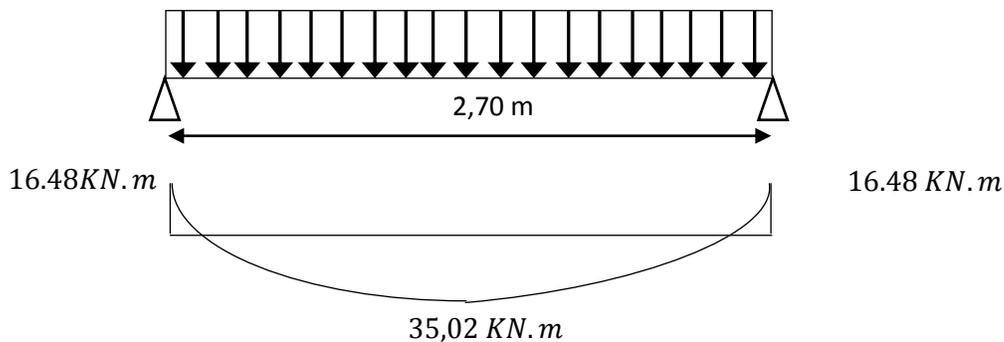


Fig. III.9: Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

9.c-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

c. 1-En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 35,02 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit λ_u :

$$\lambda = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35,02 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,063 < \lambda_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\hat{a} = 0,967$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\hat{a} \times d \times \sigma_s} = \frac{35,02 \times 10^3}{0,967 \times 36 \times 348} = 2,89 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

c. 2-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 16,48 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit λ_u :

$$\lambda = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,48 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,029 < \lambda_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\hat{a} = 0,985$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\hat{a} \times d \times \sigma_s} = \frac{16,48 \times 10^3}{0,985 \times 36 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2$$

-On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

9.d- Les vérifications :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée

Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6,27 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 3,52 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\hat{\sigma}_u = 0,5 \text{ MPa} < \overline{\hat{\sigma}}_u$ Condition vérifiée

Tab III. 3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)

5.1- Ferrailage des armatures transversales :

1. a- Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\ddot{O}_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \ddot{O}_l\right\} = \min\{11 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \ddot{O}_t = 8 \text{ mm}$$

1. b- L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$= \min\{32,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R, P, A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\ddot{O}_l\} = \min\{15 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\ddot{O}_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

1. c- La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\ddot{O}_l f_e}{4\hat{\sigma}_e}$$

$$= \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\ddot{O}_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\ddot{O}}{2} + r\right)$$

$$= 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$= \frac{42,32 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 2,86 \text{ cm}$$

5.2 Calcul de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,14 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{M_a}{10M_0} \dots \dots \dots 0,14 \geq 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,001 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

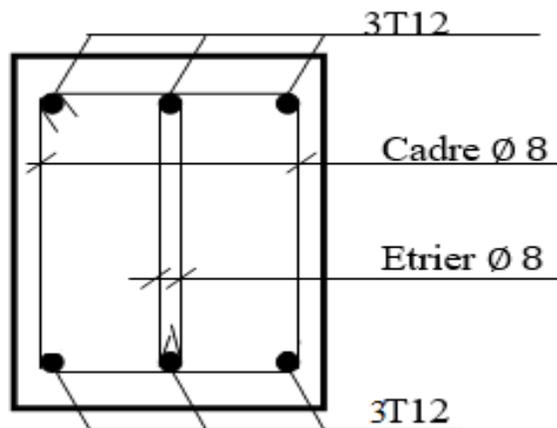


Fig. III. 10 : Schéma de la poutre palière

III-5- La cage d'ascenseur :

5.1.Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

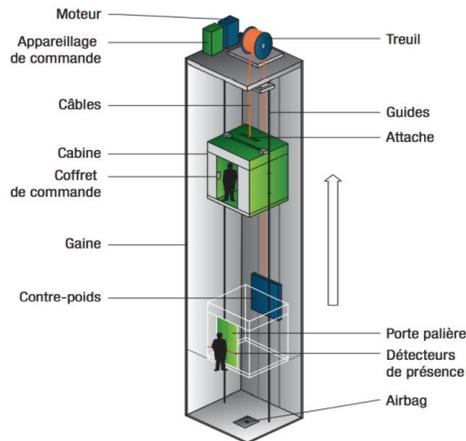


Fig. III.11: Schéma d'un ascenseur

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Largeur de la cabine.	1,40 m
Langueur de la cabine	1,40 m
Hauteur	2,20 m
La largeur de passage libre	0,80 m
La hauteur de passage libre	2,00 m
La hauteur de la course	39,78 m
La surface latérale	9,24 m ²

Tab : III.4 Les Dimensions des ascenseurs

5.2-Epaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,4 + 1,40) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,20 \times 2,20 = 4,84 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,84 = 96,80 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

Tab III.5 : Poids mort de l'ascenseur

$$\text{Poids mort total : } P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1254 \text{ kg}$$

$$\text{Contre poids : } P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1254 + \frac{675}{2} = 1591,50 \text{ kg}$$

5,3- Calcul dès la charge total q_u :

3, a-Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75, 1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1254) = 23148 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{23148}{0,85} = 27232,94 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,22$ m et $m=2$ on a : $C_r (1 \text{ câble}) = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r (1 \text{ câble}) \times m} = \frac{27232,94}{8152 \times 2} = 1,67$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

3, b- Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg} / \text{m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 36,72 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 36,72 = 37,82 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1254 + 37,82 = 1966,82 \text{ kg}$$

b, 1- Vérification de C_r :

$$C_r = C_r (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1966,82} = 14,09 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

3, c- Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1254 + 1591,50 + 1200 + 37,82 = 4083,32 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6524,98 \text{ kg}$$

5,4- Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6524,98 \text{ kg}$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6524,98}{4} = 1631,24 \text{ kg} / \text{m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \dot{\iota}_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\ddot{a}_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle : $h_0 = 15 \text{ cm}$;

$\dot{\iota}_c$: Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$,

$$\dot{\iota}_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$i_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045 i_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\bar{\alpha}_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1631,24 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement,

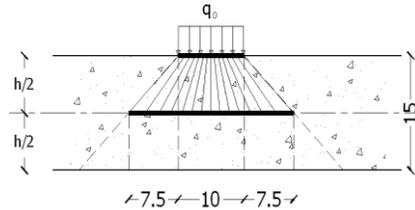


Fig. III. 12: Répartition des charges sur la dalle d'assenseur

6.5-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

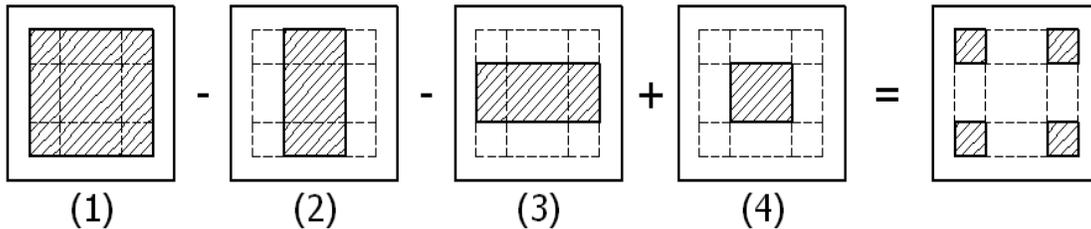


Fig. III. 13 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle,

5,a-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 165 \text{ cm} \\ V = 165 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 165 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 165 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases}$$

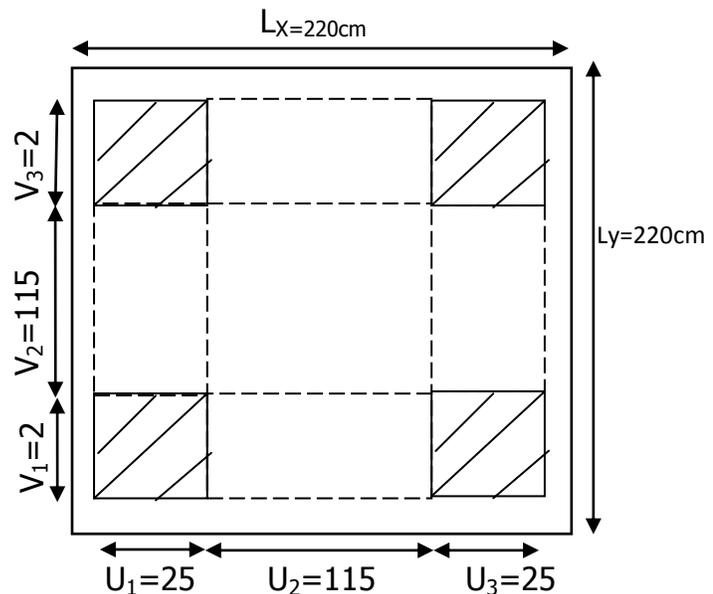


Fig. III. 14 : Dessin montrant la concentration des charges

5.b- Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \alpha M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \alpha M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ($\nu = 0$): $M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1631,24}{0,25^2} = 26099,24 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,20 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m}$,

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M_x	M_y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,75	0,75	0,109	0,066	2,72	26099,24	70989,93	7737,90	4685,33
2	0,52	0,75	0,151	0,076	1,89	26099,24	49327,29	7448,42	3748,87
3	0,75	0,52	0,126	0,086	1,89	26099,24	49327,29	6215,23	4242,14
4	0,52	0,52	0,181	0,102	1,32	26099,24	34450,99	6235,62	3514,00

Tab III.6 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

5.c- Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 309,87 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 208,32 \text{ kg, m}$$

5.d-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d. 1- Chargement :

$L_x = 2,20 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$

Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}^2$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2$,

d. 2- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,20} = 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \alpha_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \alpha_y \times M_{x2} \end{cases}$

$\alpha = 1 \rightarrow \alpha_x = 0,0368 \text{ et } \alpha_y = 1,0000$

Donc : $M_{x2} = 116,89 \text{ kg.m et } M_{y2} = 116,89 \text{ kg.m}$

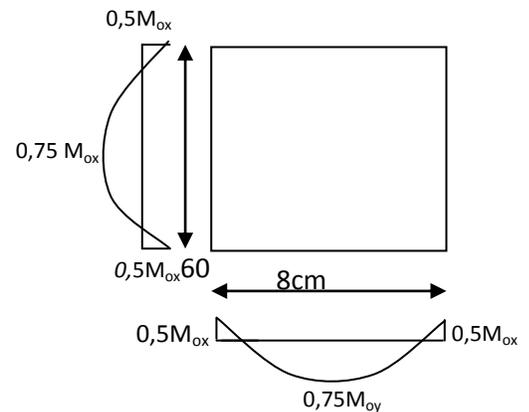


Fig. III. 15: Moments de la dalle

d .3- Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 309,87 + 116,89 = 426,76 \text{ kg}, m$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 208,32 + 116,89 = 325,21 \text{ kg}, m$$

6,6-Les moments retenus sont :

6, a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 320,07 \text{ kg} . m$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 243,90 \text{ kg} . m$$

6. b-Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 213,38 \text{ kg}, m$$

6.7- Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\lambda_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

7.1- En travée :**a. 1-Sens L_x :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 320,07 \text{ kg}, m = 3200,7 \text{ N}, m$$

Le moment réduit λ_u :

$$\lambda_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3200,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,012 < \lambda_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\hat{a} = 0,994$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\hat{a} \times d \times \sigma_s} = \frac{3200,7}{0,994 \times 13,5 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2 / ml$$

a.2 -Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 243,90 \text{ kg} / m = 2439,0 \text{ N}, m$$

Le moment réduit λ_u :

$$\lambda_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2439,0}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \lambda_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\hat{a} = 0,995$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\hat{a} \times d \times \sigma_s} = \frac{2439,0}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2 / ml$$

7.2-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 213,38 \text{ kg} / \text{m} = 2133,8 \text{ N}, \text{m}$$

Le moment réduit \hat{i}_u :

$$\hat{i} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \hat{o}_{bc}} = \frac{2133,8}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,008 < \hat{i}_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\hat{a} = 0,996$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\hat{a} \times d \times \hat{o}_s} = \frac{2133,8}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

7.3-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\hat{a} = 0,9$, on peut appliquer la formule suivante :

c. 1-Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

c. 2-Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \hat{a}}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,95}{2} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

7.4- Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

4. a-En travée :**a. a-Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

a. b-Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

a. c-Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

7.5- Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\hat{\sigma}_u \leq \overline{\delta}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\hat{\sigma}_u \leq \overline{\delta}_u \text{ Avec :}$$

$$\hat{\sigma}_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \overline{\delta}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$a > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{2,20}{2} \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 4812,5 \text{ N} = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{2,20}{3} = 4812,5 \text{ N} = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_y = V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{16312,4}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 21749,86 \text{ N} = 21,74 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{16312,4}{3 \times 0,25} = 21749,86 \text{ N} = 21,49 \text{ kN} \quad V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,81 + 21,74 = 26,55 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,81 + 21,74 = 26,55 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 26,55 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\hat{\sigma}_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{26,55 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,196 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\overline{\delta}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

$$\hat{\sigma}_u = 0,196 \text{ MPa} < \overline{\delta}_u = 1,625 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

7.6-Vérification à l'E.L.S :

6.a- Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + iM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + iM_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } i = 0,2 (E, L, S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4083,32 + 675) \frac{1}{4} = 1189,58 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1189,58}{0,25^2} = 19033,28 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 19033,28 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,20 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$,

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P',S	M_x	M_y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,75	0,75	0,109	0,066	2,72	19033,28	51770,52	5642,98	3416,85
2	0,52	0,75	0,151	0,076	1,89	19033,28	35972,89	5431,90	2733,93
3	0,75	0,52	0,126	0,086	1,89	19033,28	35972,89	4532,58	3093,66
4	0,52	0,52	0,181	0,102	1,32	19033,28	25123,92	4547,42	2562,63

Tab III.7: Les résultats des moments isostatiques des rectangles

6.b-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 225,92 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 151,89 \text{ kg, m}$$

6.b- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

b. 1- Chargement :

$$L_x = 2,20 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

6. c- Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$a = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,20} = 1,00$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :
$$\begin{cases} M_{0xr} = \dot{\lambda}_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \dot{\lambda}_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$\dot{\lambda} = 1,00 \Rightarrow \dot{\lambda}_x = 0,0441$ et $\dot{\lambda}_y = 1,00$; Tirée de l'abaques

Donc : $M_{0xr} = 101,38 \text{ kg}, m$ et $M_{0yr} = 101,38 \text{ kg}, m$

6.e- Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 225,92 + 101,38 = 327,3 \text{ kg} / m$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 151,89 + 101,38 = 251,27 \text{ kg} / m$$

e.1-Les moments retenus :

1. a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 169,44 \text{ kg}, m$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 113,91 \text{ kg}, m$$

1. b-Sur appuis :

$$M_{ay} = 0,50M_{0x} = 112,96 \text{ kg}, m$$

e.2-Vérification des contraintes dans le béton :

2. a-Suivant L_x :

a. 1- En travée :

$$M_{tx} = 1694,4 \text{ N}, m ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A' = 0 ; \zeta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \zeta A'(y - d) - \zeta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \zeta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1694,4}{6087,14} \times 3,12 = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,86 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

a. 2-Sur appuis :

$$M_a = 1129,6 \text{ N}, m ; A_a = 0,57 \text{ cm}^2 / ml ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \zeta A'(y - d) - \zeta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \zeta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1129,6}{6087,14} \times 3,12 = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,57 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. b-Suivant L_y :**b. 1- En travée :**

$$M_{ty} = 1139,1 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \zeta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \zeta A'(y - d) - \zeta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \zeta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1139,1}{6087,14} \times 3,12 = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,58 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6.8- Disposition du ferrailage :**8. 1- Arrêt des barres :**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,

$$L_s = 40\ddot{O} = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm},$$

8. 2- Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

8. 3- Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

8. 4- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$$

8.5- Armatures finales :

e. 1-Suivant L_x :

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p, m avec $S_t = 27 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p, m avec $S_t = 27 \text{ cm}$

e. 2-Suivant L_y :

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p, m avec $S_t = 27 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 4T10 p, m avec $S_t = 27 \text{ cm}$

6.9-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

Il sera ferrailé par :

$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 22,5 \text{ cm}$

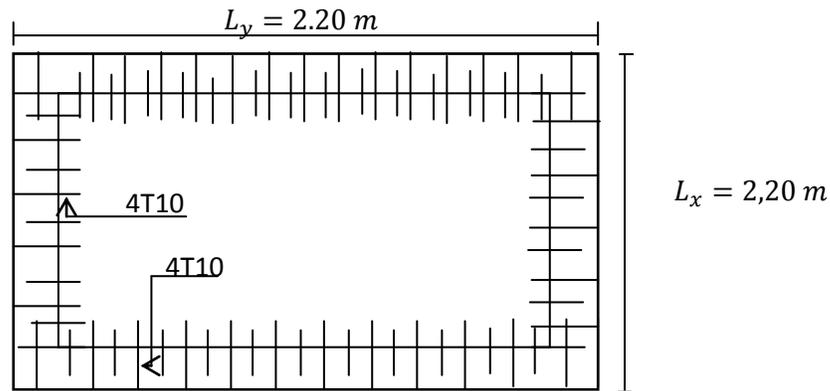


Fig. III. 16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

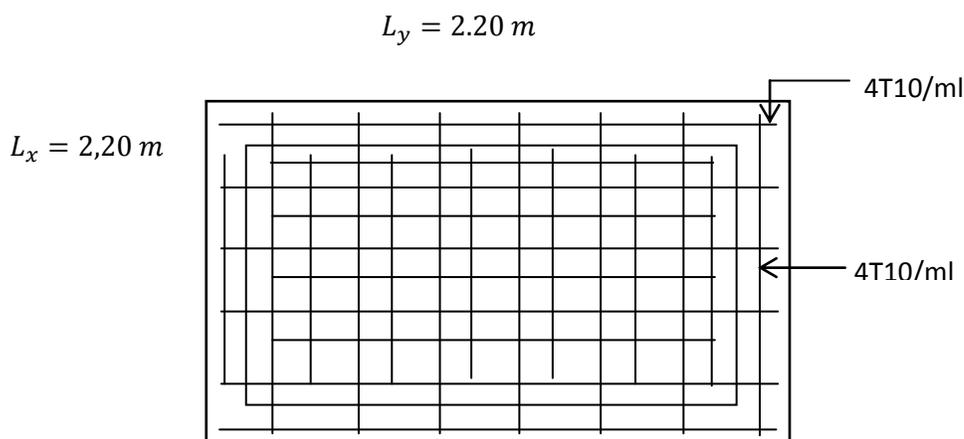


Fig. III.17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Chapitre IV :

Calcul des planches

IV.Calcul des planchers :

IV.1-Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.

Fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est à usage d'habitation, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

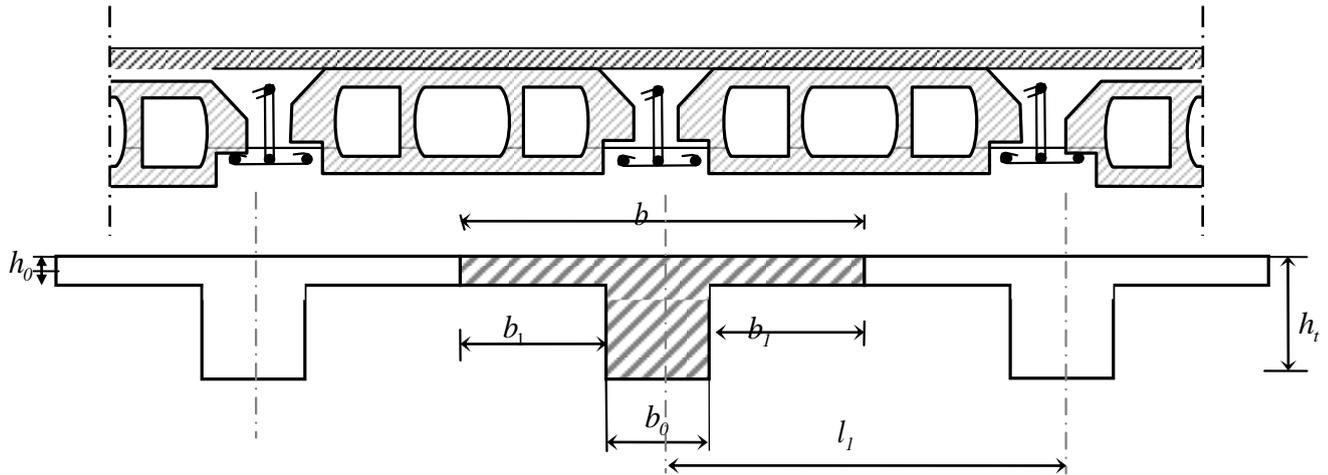


Fig. IV. 1 : Schéma d'un plancher à corps creux

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

1-plancher a corps-creux

2-dalle plane

Un plancher à corps creux $h_t = 21\text{cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 21 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases}$

La hauteur de la nervure est égale à la hauteur du plancher, donc $h_t = 21 \text{ cm}$.

L'épaisseur de la nervure est : $h_0 = 45\text{cm}$

La largeur de la nervure est : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\begin{cases} (L_1 - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 = \min L/10 = 315/10 = 31,5 \text{ cm} \\ 6 \cdot h_0 \leq b_1 \leq 8 \cdot h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$B = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$

IV-2- Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

IV.2.1-Méthode forfaitaire:

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

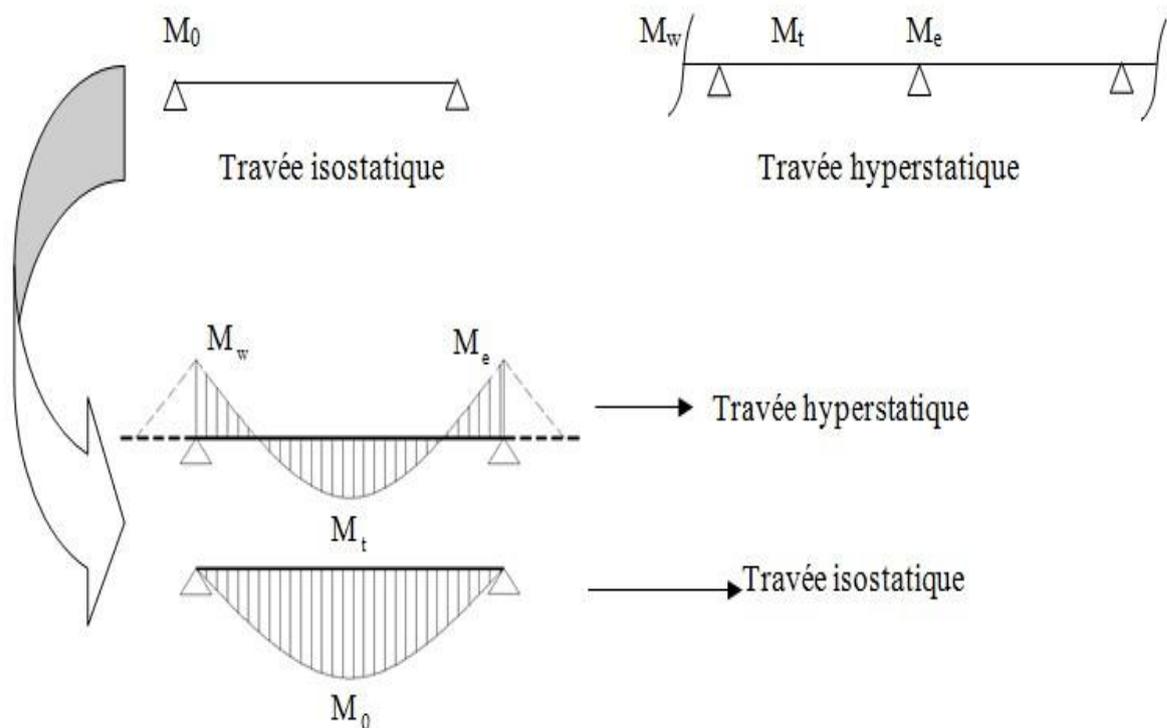
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$$

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

IV.2.1.b-Principe de calcul :

Il exprime les maxima en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques " M_0 " De la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire;

$M \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive;

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée ;

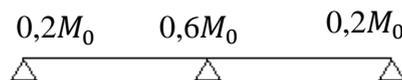
M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée ;

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

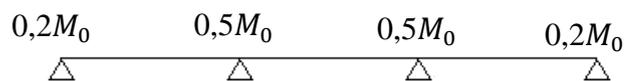
α : $Q/(G+Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

a-valeurs des moments sur appuis:

1) Cas de 2 travées :



2) Cas de 3 travées :



3) Cas de plus de 3 travées :

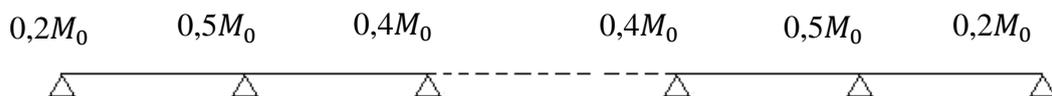


Fig - IV-2 : Schémas explicatifs.

-Si le moment sur l'appui de rive=0, une section d'armatures supérieures correspondant à $0,15M_0$ doit être prévue sur cet appui.

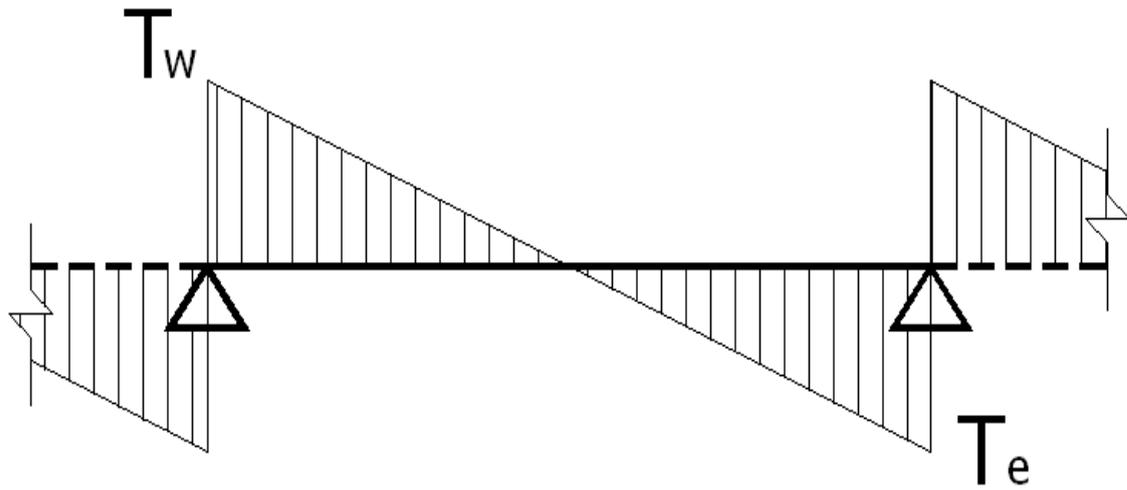
b-Effort tranchant:

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les Armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales Le règlement

BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$



FigIV-3 : Diagramme de l'effort tranc

IV.2.2-La méthode forfaitaire modifié :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières

Selon les travées, on distingue deux cas :

a-Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :

Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



Fig IV-4 : Schéma explicatif

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

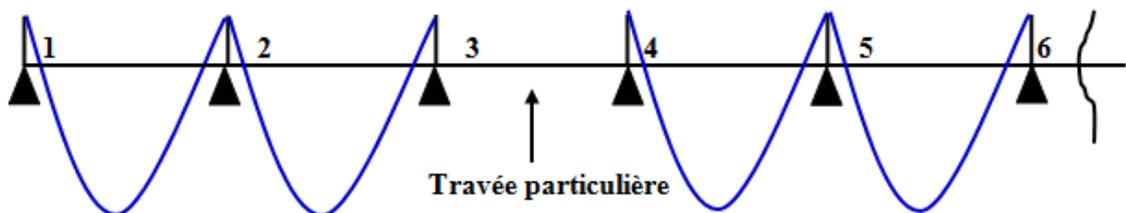
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

Le travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

Exemple de calcul :



On a :

$$M_0^{12} = M_0^{23} = M_0^{45} = M_0^{56} = \frac{QuL^2}{8}$$

$$M_0^{14} = \frac{1,35GL^2}{8}$$

$$M_{a1} = 0,2M_0^{12}$$

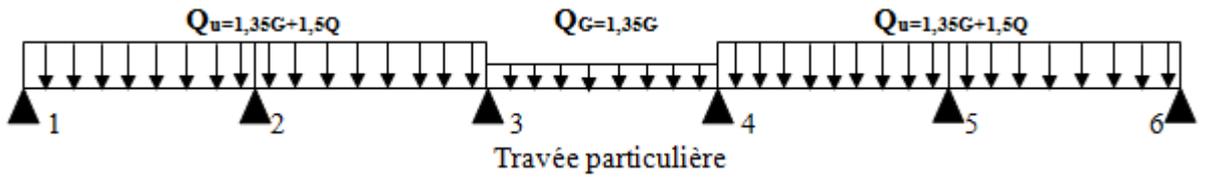
$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

$$M_{a3} = 0,5M_0^{23}; M_{a3} = 0,5 M_0^{45}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max(M_0^{45}, M_0^{56})$$

b-Calcul le moment minimal et le moment maximal de la travée particulière :

Pour le recherche du moment M_t^{34} min, on considère le chargement suivant :



Le moment dans la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante :

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + M_{a3} \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_{a4} \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situation suivantes:

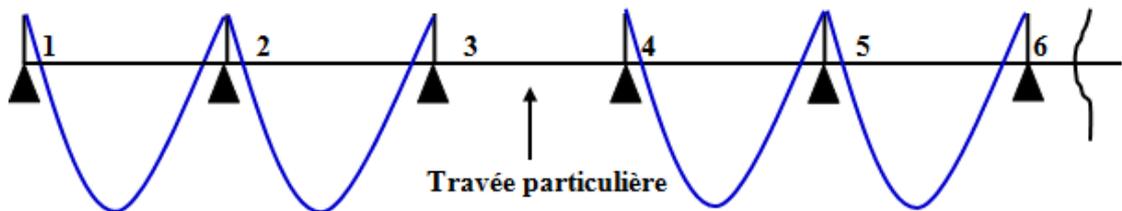
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}} \right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}} \right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

Exemple de calcul :



On a :

$$M_0^{12} = M_0^{23} = M_0^{45} = M_0^{56} = \frac{QuL^2}{8}$$

$$M_0^{14} = \frac{1,35GL^2}{8}$$

$$M_{a1} = 0,2M_0^{12}$$

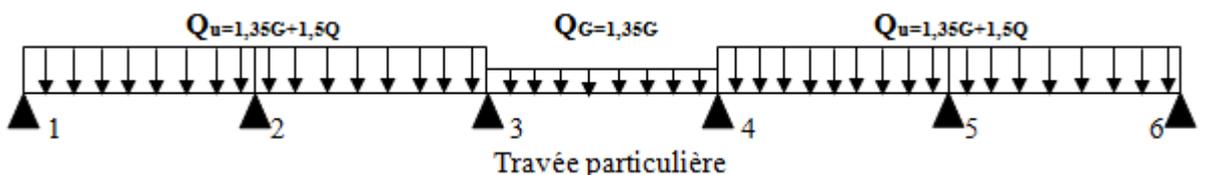
$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

$$M_{a3} = 0,5M_0^{23}; M_{a3} = 0,5 M_0^{45}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max(M_0^{45}, M_0^{56})$$

1)-Calcul le moment minimal et le moment maximal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment M_t^{34} min, on considéra le chargement suivant :



Le moment dans la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante :

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situation suivantes

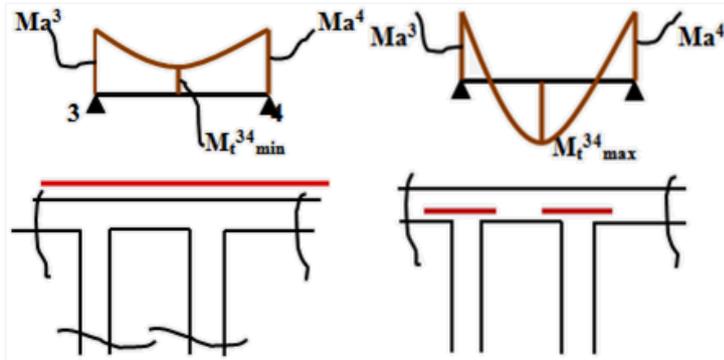
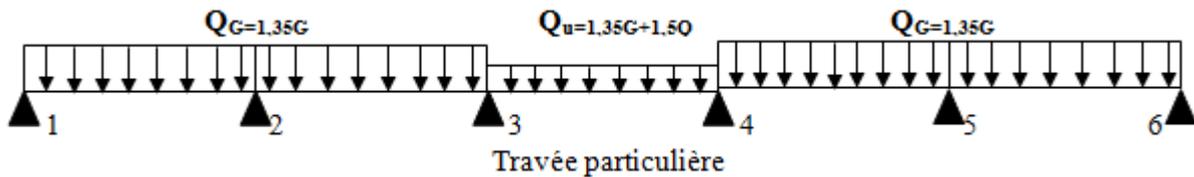


Fig IV-5 : schéma explicatif

Pour la recherche du moment M_t^{34} max, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

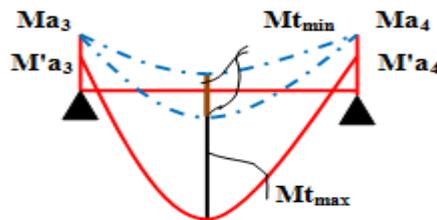


Fig IV-6 : Diagramme du moment max et min

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L}$$

Le moment M_{t34max} est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L}$$

$$M'a_3 = 0,4 \min (M'_{023}, M'_{034}) ; M'a_4 = 0,4 \min (M'_{034}, M'_{045}) ;$$

$$M'_{012} = M'_{023} = M'_{045} = M'_{056} = Q_G \cdot (L)^2 / 8 ; M'_{034} = Q_u \cdot (L)^2 / 8,$$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M'_{034}$

Cas d'une travée de rive :

les étapes définie précédemment sont à suivre ; à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

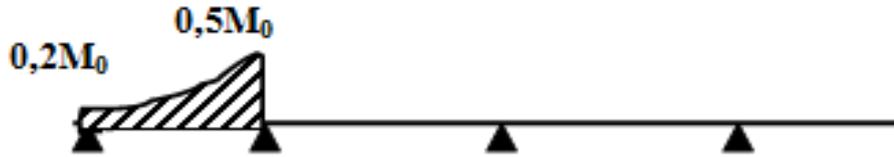


Fig IV-7:Schéma explicatif

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,6 M_0$ (BC) s'il a que deux travées au $0,5M_0$ (BC) s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0$ (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0$ (AB) s'il n'y a que deux travées.

IV. 3. Calcul des efforts dans la poutrelle :

IV.3.1.Chargement qui arrive à la poutrelle :

Type de plancher	G(KN/m2)	(KN/m2)	b(m)	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $qu=b \times (1,35G+1,5Q)$	ELS[KN/ml] $qs=b \times (G+Q)$
Terrasse	6.83	1.00	0.65	5.52	4.01
étage courant	5.18	1.50	0.65	6.00	4.34
RDC	5.18	5	0.65	9.42	6.61

Tableau IV.1.Charge et surcharge des planchers

IV.3.2 Type des poutrelles :

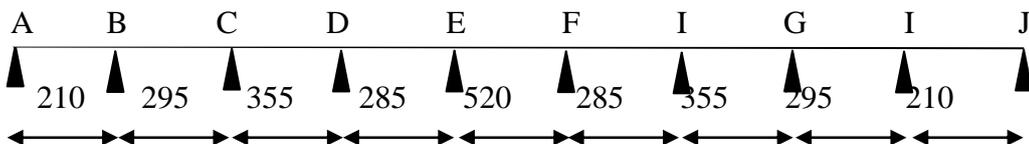
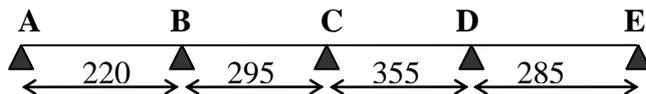
Type 1 :



Type 2 :



Type 3



IV.3.3.Méthode de calcul :

Pour le calcul de ce type de plancher, on utilise la méthode forfaitaire dans le cas où applicable.

a-Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Selon l'article B 6.2,210 de C.B.A 93 cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge

permanente ou 5KN/m². $Q \leq (2.G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité.

Le rapport des portées continues est compris entre 0,8 et 1,25 ; $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$

Les fissurations sont considérées comme peu nuisible.

b-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1-la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,12 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée

2-Poutrelle à d'inertie constante (I=cte)..... Condition vérifiée

3-Fissuration peu préjudiciable..... Condition vérifier

4-Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$

Travées	A-B	B-C
Portée	2,95	3,55
Rapport	0.82	

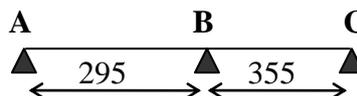
$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée

Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode de forfaitaire modifié** pour la travée particulière; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour le reste des travées.

Exemple de calcul

IV.4 Plancher RDC:

Type 1 :



Calcul des sollicitations :

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

E.L.U :

$$Q_u = (1,35G + ,5Q) \times 0,65 = 9,42 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_s = (G+Q) \times 0,65 \rightarrow Q_s = 6,61 \text{ KN/ml}$$

Tab IV-2: les valeurs de coefficient α de la méthode forfaitaire

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5,18+5} = 0,49$	$1 + 0,3\alpha = 1,14 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,67$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,55$ travée intermédiaire

Moment isostatique

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{9,42 \times 2,95^2}{8} = 10,25 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{9,42 \times 3,55^2}{8} = 14,84 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 10,25 = 2,04 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{ Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{BC} = 0,6 \times 14,84 = 8,90 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 14,84 = 2,96 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

Travée AB :

$$\left. \begin{aligned} M_T^{AB} &\geq 1,14 \times M_0^{AB} - \frac{2,04 + 8,90}{2} \geq 6,21 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} &\geq 0,67 \times M_0^{AB} = 6,86 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{AB} = 6,86 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_T^{BC} &\geq 1,14 \times M_0^{BC} - \frac{8,90 + 2,96}{2} \geq 10,98 \\ M_T^{BC} &\geq 0,67M_0^{BC} \geq 9,34 \end{aligned} \right\} M_T^{BC} = 10,98 \text{ KN.m}$$

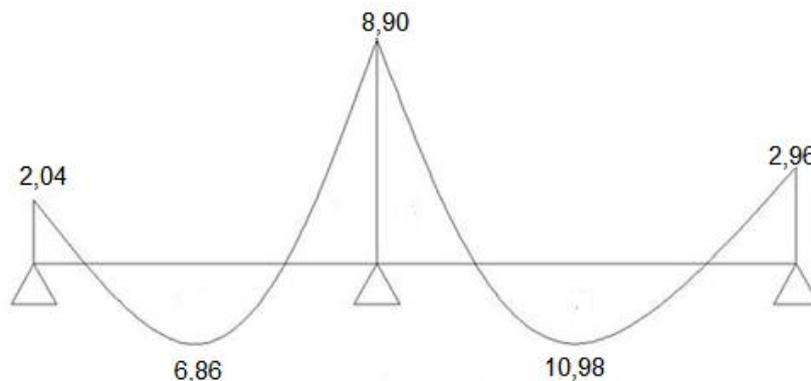


Fig IV-8 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Calcul de l'effort tranchant T :

-L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{9,42 \times 2,95}{2} + \frac{2,04 - 8,90}{2,95} = 11,88 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{9,42 \times 2,95}{2} + \frac{2,04 - 8,90}{2,95} = -15,90 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{9,42 \times 3,55}{2} + \frac{2,96 - 8,90}{3,55} = 18,39 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{9,42 \times 3,55}{2} + \frac{2,96 - 8,90}{3,55} = -15,04 \text{KN} \end{cases}$$

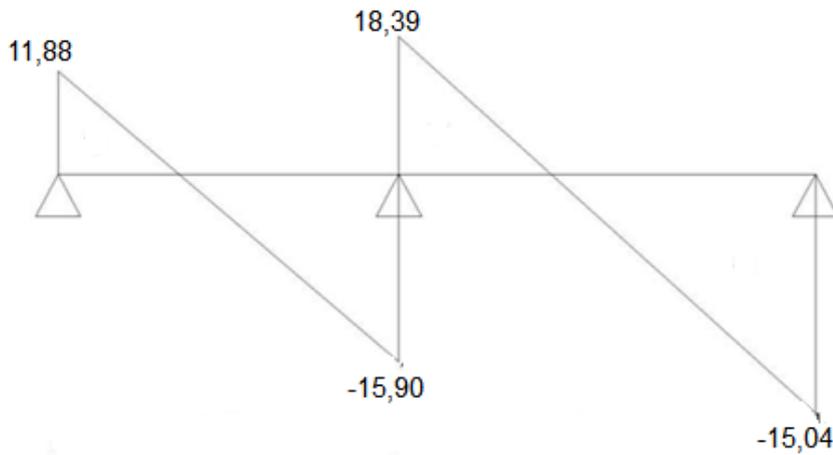
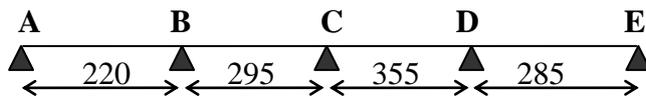


Fig IV-9 : Diagramme des efforts tranchant T.[KN]

Type 2 :



Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Portée	2,20	2,95	3,55	2,85
Rapport	0,7	0,83	1,24	

Les conditions 1-2 et 4 sont déjà vérifiées

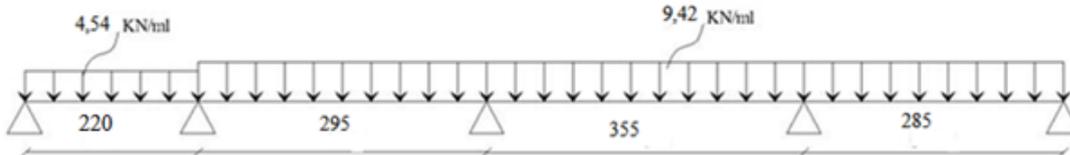
Le rapport de la travée successive $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25] ; \frac{2,20}{2,95} = 0,7$; Condition non vérifiée.

Les travées BC –CD–DE seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée AB ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 9,42 \text{ KN/ml}; Q_s = 6,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times (5,18 \times 0,65) = 4,54 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment minimal de la travée AB:**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,20^2}{8} = 2,50 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{9,42 \times 2,95^2}{8} = 10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{9,42 \times 3,55^2}{8} = 14,83 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{9,42 \times 2,85^2}{8} = 9,56 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 2,5 = 0,50 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 10,24 = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 14,83 = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{Max}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 9,56 = 4,78 \text{ KN.m}$$

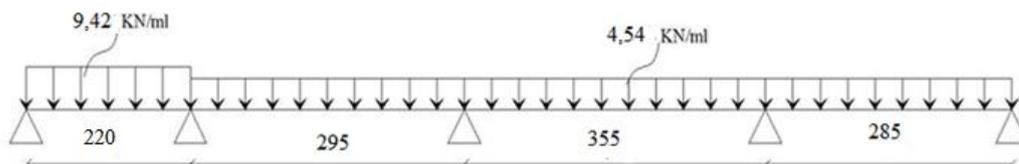
$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 9,56 = 1,91 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{2,10}{2} + \frac{0,5 - 5,12}{4,54 \times 2,20} = 0,56$$

$$M_{tmin}^{AB} = (4,54) \frac{2,20 - 0,56}{2} + 0,5 \left(\frac{1 - 0,56}{2,20} \right) - 5,12 \frac{0,56}{2,20} = 2,39 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB:**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{9,42 \times 2,20^2}{8} = 5,19 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,95^2}{8} = 4,93 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q' \cdot u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{4,54 \times 3,55^2}{8} = 7,15 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q' \cdot u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,85^2}{8} = 4,60 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 5,19 = 1,03 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Min}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 4,93 = 2,46 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Min}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 4,93 = 1,97 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{Min}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 4,60 = 2,3 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 4,60 = 0,92 \text{KN.m}$$

Les moments en travées :

Travée AB : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{2,10}{2} + \frac{1,03 - 2,46}{9,42 \times 2,20} = 0,97$$

$$M_{tmax}^{AB} = (9,42) \frac{2,20 - 0,97}{2} + 1,03 \left(\frac{1 - 0,97}{2,20} \right) - 2,46 \left(\frac{0,97}{2,20} \right) = 4,20 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &\geq 1,14 \times M_0^{BC} - \frac{5,12 + 5,93}{2} \geq 6,14 \\ M_t^{BC} &\geq 0,55M_0^{BC} \geq 5,63 \end{aligned} \right\} M_t^{BC} \geq 6,14 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{CD} &\geq 1,14M_0^{CD} - \frac{5,93 + 7,41}{2} \geq 10,23 \\ M_t^{CD} &\geq 0,55M_0^{CD} \geq 8,15 \end{aligned} \right\} M_t^{CD} \geq 10,23 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{DE} &\geq 1,14M_0^{DE} - \frac{7,41 + 1,486}{2} \geq 6,23 \\ M_t^{DE} &\geq 0,67M_0^{DE} \geq 6,40 \end{aligned} \right\} M_t^{DE} \geq 6,40 \text{KN.m}$$

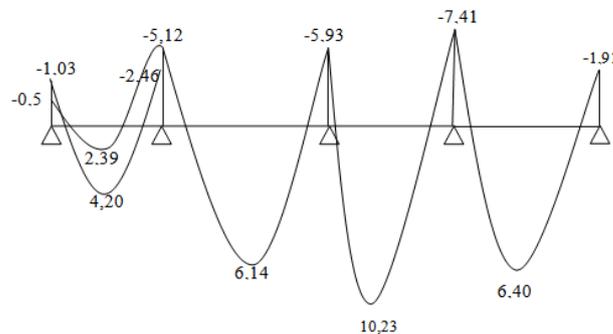


Fig IV-10 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{TravéeABmin} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 5,12}{2,10} = 2,56 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 5,12}{2,10} = -6,96 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeABmax} \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{9,42 \times 2,20}{2} + \frac{1,03 - 2,46}{2,10} = 6,255 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{9,42 \times 2,20}{2} + \frac{1,03 - 2,46}{2,10} = -7,62 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeBC} \begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{9,42 \times 2,95}{2} + \frac{5,12 - 5,93}{2,95} = 13,61 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{9,42 \times 2,95}{2} + \frac{5,12 - 5,93}{2,95} = -14,16 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeCD} \begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{9,42 \times 3,55}{2} + \frac{5,93 - 7,41}{3,55} = 16,30 \text{KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{9,42 \times 3,55}{2} + \frac{5,93 - 7,41}{3,55} = -17,13 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeDE} \begin{cases} T_D = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{9,42 \times 2,85}{2} + \frac{7,41 - 1,91}{2,85} = 15,35 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{9,42 \times 2,85}{2} + \frac{7,41 - 1,91}{2,85} = -11,49 \text{KN} \end{cases}$$

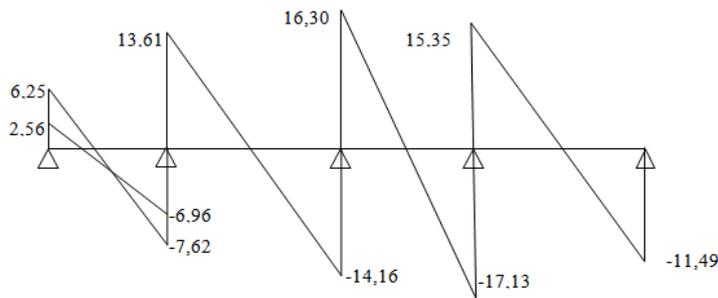
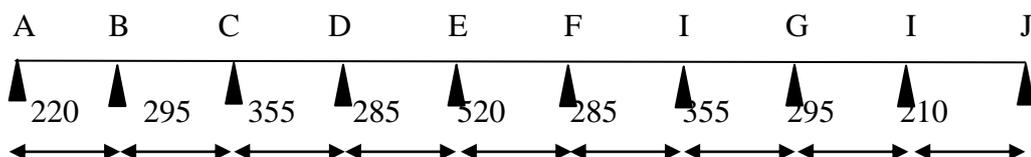


Fig IV-11 Diagramme des efforts tranchant [KN]

Type 3 :



Les conditions 1-2 et 4 sont déjà vérifiées

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Portée	2,20	2,95	3,55	2,85	2,20
Rapport	0,7	0,83	1,24	0,5	

Le rapport de la travée successive. $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$; $\frac{2,20}{2,95} = 0,7$, $\frac{2,85}{5,20} = 0,5$; Condition non vérifiée.

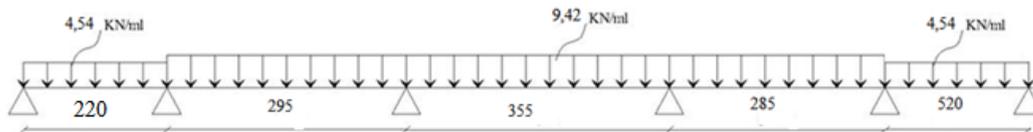
Les travées BC –CD–DE seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée AB et BC ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 9,42 \text{ KN/ml}; Q_s = 6,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times (5,18 \times 0,65) = 4,54 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment minimal de la travée AB:



Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,20^2}{8} = 2,50 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{9,42 \times 2,95^2}{8} = 10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{9,42 \times 3,55^2}{8} = 14,83 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{9,42 \times 2,85^2}{8} = 9,56 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Q'_u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{4,54 \times 5,20^2}{8} = 15,34 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$MA = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 2,5 = 0,50 \text{ KN.m}$$

$$MB = 0,5 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 10,24 = 5,12 \text{ KN.m}$$

$$MC = 0,4 \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 14,83 = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$MD = 0,4 \text{Max}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 14,83 = 5,93 \text{ KN.m}$$

$$ME = 0,5 \text{Max}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{EF} = 0,5 \times 15,34 = 7,67 \text{ KN.m}$$

$$MF = 0,2M_0^{EF} = 0,2 \times 15,34 = 3,06 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :**Travée AB:** « forfaitaire modifier »

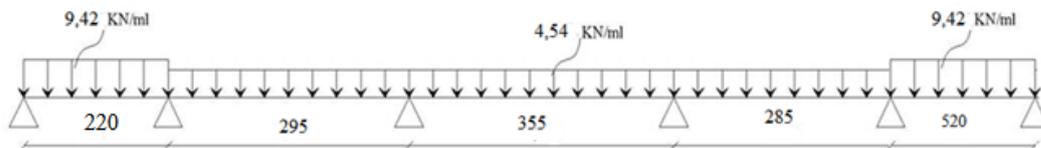
$$x = \frac{2.10}{2} + \frac{0.5 - 5.12}{4.54 \times 2.20} = 0.56$$

$$M_{tmin}^{AB} = (4.54) \frac{2.20 - 0.56}{2} + 0.5 \left(\frac{1 - 0.56}{2.20} \right) - 5.12 \frac{0.56}{2.20} = 2.39 \text{ KN.m}$$

Travée EF: « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5.20}{2} + \frac{7.67 - 3.06}{4.54 \times 5.20} = 2.79$$

$$M_{tmin}^{EF} = (4.54) \frac{5.20 - 2.79}{2} + 7.67 \left(\frac{1 - 2.79}{5.20} \right) - 3.06 \frac{2.79}{5.20} = 1.18 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB:**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Qu \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{9.42 \times 2.20^2}{8} = 5.19 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{4.54 \times 2.95^2}{8} = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q'u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{4.54 \times 3.55^2}{8} = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q'u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{4.54 \times 2.85^2}{8} = 4.60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Qu \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{9.42 \times 5.20^2}{8} = 31.83 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$MA = 0.2M_0^{AB} = 0.2 \times 5.19 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$MB = 0.5 \text{ Min} (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0.5M_0^{BC} = 0.5 \times 1.03 = 0.515 \text{ KN.m}$$

$$MC = 0.4 \text{ Min} (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0.4M_0^{BC} = 0.4 \times 4.93 = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$MD = 0.4 \text{ Min} (M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0.4M_0^{DE} = 0.4 \times 4.60 = 1.84 \text{ KN.m}$$

$$ME = 0.5 \text{ Min} (M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0.5M_0^{DE} = 0.5 \times 4.60 = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$MF = 0.2M_0^{EF} = 0.2 \times 31.38 = 6.36 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées :**Travée AB:** « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{2.10}{2} + \frac{1.03 - 0.51}{9.42 \times 2.20} = 1.07$$

$$M_{tmax}^{AB} = (9.42) \frac{2.10 - 1.07}{2} + 1.03 \left(\frac{1 - 1.07}{2.20} \right) - 0.51 \left(\frac{1.07}{2.20} \right) = 4.55 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &\geq 1,14 \times M_0^{BC} - \frac{0,51 + 1,97}{2} \geq 4,38 \\ M_t^{BC} &\geq 0,55 M_0^{BC} \geq 2,71 \end{aligned} \right\} M_t^{BC} \geq 4,38 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{CD} &\geq 1,14 M_0^{CD} - \frac{1,97 + 1,84}{2} \geq 6,24 \\ M_t^{CD} &\geq 0,55 M_0^{CD} \geq 3,96 \end{aligned} \right\} M_t^{CD} \geq 6,24 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{DE} &\geq 1,14 M_0^{DE} - \frac{1,84 + 2,30}{2} \geq 3,17 \\ M_t^{DE} &\geq 0,55 M_0^{DE} \geq 2,53 \end{aligned} \right\} M_t^{DE} \geq 6,40 \text{KN.m}$$

TravéeEF : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5,20}{2} + \frac{2,3 - 6,36}{9,42 \times 5,20} = 2,51$$

$$M_{tmax}^{EF} = (9,42) \frac{5,20 - 2,51}{2} + 2,3 \left(\frac{1 - 2,51}{5,20} \right) - 6,36 \left(\frac{2,51}{5,20} \right) = 8,93 \text{KN.m}$$

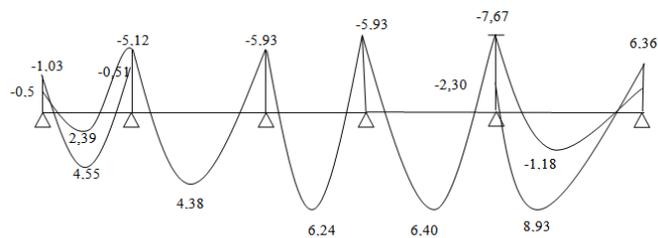


Fig IV-12 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E &= -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{aligned} \right.$$

$$\text{TravéeABmin} \left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 5,12}{2,10} = 2,56 \text{KN} \\ T_B &= -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 5,12}{2,10} = -6,96 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{TravéeABmax} \left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{9,42 \times 2,20}{2} + \frac{1,03 - 0,51}{2,10} = 10,13 \text{KN} \\ T_B &= -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{9,42 \times 2,20}{2} + \frac{1,03 - 0,51}{2,10} = -9,64 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\begin{aligned}
 \text{TravéeBC} & \begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{9,42 \times 2,95}{2} + \frac{5,12 - 5,93}{2,95} = 13,61KN \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{9,42 \times 2,95}{2} + \frac{5,12 - 5,93}{2,95} = -14,16KN \end{cases} \\
 \text{TravéeCD} & \begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{9,42 \times 3,55}{2} + \frac{5,93 - 5,93}{3,55} = 16,72KN \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{9,42 \times 3,55}{2} + \frac{5,93 - 5,93}{3,55} = -16,72KN \end{cases} \\
 \text{TravéeDE} & \begin{cases} T_D = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{9,42 \times 2,85}{2} + \frac{5,93 - 7,67}{2,85} = 12,81KN \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{9,42 \times 2,85}{2} + \frac{5,93 - 7,67}{2,85} = -14,03KN \end{cases} \\
 \text{TravéeEFmin} & \begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{4,54 \times 5,20}{2} + \frac{7,67 - 3,06}{5,20} = 12,69KN \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = -\frac{4,54 \times 5,20}{2} + \frac{7,67 - 3,06}{5,20} = -10,91KN \end{cases} \\
 \text{TravéeEFmax} & \begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{9,42 \times 5,20}{2} + \frac{2,3 - 6,36}{5,20} = 23,71KN \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = -\frac{9,42 \times 5,20}{2} + \frac{2,3 - 6,36}{5,20} = -25,27KN \end{cases}
 \end{aligned}$$

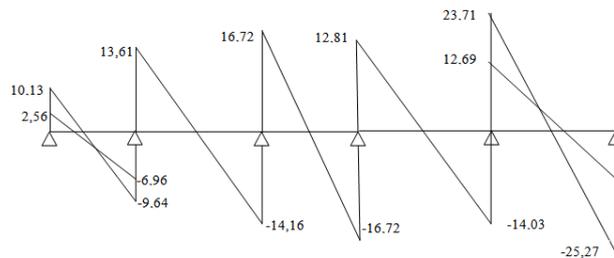


Figure IV-13. Diagramme des efforts tranchant [KN]

IV.5 Plancher étage courants:

Type 01:

Calcul des sollicitations :

$G = 5,18 \text{ KN/m}^2$

D'où :

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

E.L.U :

$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6 \text{ KN/ml}$

E.L.S :

$Q_s = (G+Q) \times 0,65 \rightarrow Q_s = 4,34 \text{ KN/ml}$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,18+1,5} = 0,22$	$1 + 0,3\alpha = 1,06 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ travée de rive
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ travée intermédiaire

Tab IV-3: les valeurs de coefficient α de la méthode forfaitaire

Moment isostatique

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6 \times 2,95^2}{8} = 6,52 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6 \times 3,55^2}{8} = 9,45 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 6,52 = 1,30 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{ Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{BC} = 0,6 \times 9,45 = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 9,45 = 1,89 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

Travée AB :

$$\left. \begin{aligned} M_T^{AB} &\geq 1,06 \times M_0^{AB} - \frac{1,30 + 5,67}{2} \geq 3,42 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} &\geq 0,63 \times M_0^{AB} = 4,10 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} M_T^{AB} = 4,10 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_T^{BC} &\geq 1,06 \times M_0^{BC} - \frac{5,67 + 1,89}{2} \geq 6,23 \\ M_T^{BC} &\geq 0,63M_0^{BC} \geq 5,95 \end{aligned} \right\} M_T^{BC} = 6,23 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

-L'effort tranchant est donnée par :

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_w &= -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée AB} \left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6 \times 2,95}{2} + \frac{1,30 - 5,67}{2,95} = 7,57 \text{ KN} \\ T_B &= -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6 \times 2,95}{2} + \frac{1,30 - 5,67}{2,95} = -10,14 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Travée BC} \left\{ \begin{aligned} T_B &= \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6 \times 3,55}{2} + \frac{5,67 - 1,89}{3,55} = 11,73 \text{ KN} \\ T_C &= -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6 \times 3,55}{2} + \frac{5,67 - 1,89}{3,55} = -9,59 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Type 02:

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 6,00 \text{ KN/ml}; Q_s = 4,34 \text{ KN/ml}$$

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times (5,18 \times 0,65) = 4,54 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment minimal de la travée AB:**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Q'u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,20^2}{8} = 2,50 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Qu \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6 \times 2,95^2}{8} = 6,52 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Qu \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6 \times 3,55^2}{8} = 9,45 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Qu \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{6 \times 2,85^2}{8} = 6,09 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$MA = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 2,5 = 0,50 \text{KN.m}$$

$$MB = 0,5 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 6,52 = 3,26 \text{KN.m}$$

$$MC = 0,4 \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 9,45 = 3,78 \text{KN.m}$$

$$MD = 0,5 \text{Max}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 9,45 = 4,72 \text{KN.m}$$

$$ME = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 6,09 = 1,21 \text{KN.m}$$

Moments en travée :

Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{2.10}{2} + \frac{0.5 - 5.12}{4,54 \times 2.20} = 0.76$$

$$M_{tmin}^{AB} = (4,54) \frac{2,20 - 0,76}{2} + 0,5 \left(\frac{1 - 0,5}{2,20} \right) - 3,26 \frac{0,76}{2,20} = 2,97 \text{KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB:**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Qu \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6 \times 2,20^2}{8} = 3,30 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,95^2}{8} = 4,93 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q'u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{4,54 \times 3,55^2}{8} = 7,15 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q'u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,85^2}{8} = 4,60 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$MA = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 3,30 = 0,66 \text{KN.m}$$

$$MB = 0,5 \text{Min}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 3,30 = 1,65 \text{KN.m}$$

$$MC = 0,4 \text{Min}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 4,93 = 1,97 \text{KN.m}$$

$$MD = 0,5 \text{Min}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 4,60 = 2,3 \text{KN.m}$$

$$ME = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 4,60 = 0,92 \text{KN.m}$$

Les moments en travées :

Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{2.10}{2} + \frac{0.66 - 1.65}{6 \times 2.20} = 0.70$$

$$M_{tmax}^{AB} = (6) \frac{2,20 - 0,7}{2} + 0,66 \left(\frac{1 - 0,7}{2,20} \right) - 1,65 \left(\frac{0,7}{2,20} \right) = 3,74 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &\geq 1,06 \times M_0^{BC} - \frac{3,26 + 3,78}{2} \geq 3,39 \\ M_t^{BC} &\geq 0,53M_0^{BC} \geq 3,45 \end{aligned} \right\} M_t^{BC} \geq 3,45 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{CD} &\geq 1,06M_0^{CD} - \frac{3,78 + 4,72}{2} \geq 5,76 \\ M_t^{CD} &\geq 0,53M_0^{CD} \geq 5,00 \end{aligned} \right\} M_t^{CD} \geq 5,76 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$\left. \begin{aligned} M_t^{DE} &\geq 1,06M_0^{DE} - \frac{4,72 + 1,21}{2} \geq 1,91 \\ M_t^{DE} &\geq 0,63M_0^{DE} \geq 2,89 \end{aligned} \right\} M_t^{DE} \geq 2,89 \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E &= -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{aligned} \right.$$

$$\text{TravéeABmin} \left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 3,26}{2,10} = 3,45 \text{KN} \\ T_B &= -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 5,12}{2,10} = -6,08 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{TravéeABmax} \left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6 \times 2,20}{2} + \frac{0,66 - 1,65}{2,10} = 5,82 \text{KN} \\ T_B &= -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6 \times 2,20}{2} + \frac{0,66 - 1,65}{2,10} = -6,77 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{TravéeBC} \left\{ \begin{aligned} T_B &= \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6 \times 2,95}{2} + \frac{3,26 - 3,78}{2,95} = 8,67 \text{KN} \\ T_C &= -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6 \times 2,95}{2} + \frac{3,26 - 3,78}{2,95} = -9,02 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{TravéeCD} \left\{ \begin{aligned} T_C &= \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{6 \times 3,55}{2} + \frac{3,78 - 4,72}{3,55} = 10,38 \text{KN} \\ T_D &= -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{6 \times 3,55}{2} + \frac{3,78 - 4,72}{3,55} = -10,91 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

$$\text{TravéeDE} \left\{ \begin{aligned} T_D &= \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{6 \times 2,85}{2} + \frac{4,72 - 1,21}{2,85} = 9,78 \text{KN} \\ T_E &= -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{6 \times 2,85}{2} + \frac{4,72 - 1,21}{2,85} = -7,31 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

Type 03:

Les conditions 1-2 et 4 sont déjà vérifiées

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Portée	2,20	2,95	3,55	2,85
Rapport	0,7	0,83	1,24	

Le rapport de la travée successive. $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$; $\frac{2,20}{2,95} = 0,7$, $\frac{2,85}{5,20} = 0,5$; Condition non vérifiée.

Les travées BC –CD–DE seront calculées avec la méthode forfaitaire, la travée AB et BC ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la méthode forfaitaire modifiée.

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 6,00 \text{ KN/ml}; Q_s = 4,34 \text{ KN/ml}$$

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times (5,18 \times 0,65) = 4,54 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment minimal de la travée AB:**Moment isostatique :**

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,20^2}{8} = 2,50 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6 \times 2,95^2}{8} = 6,52 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6 \times 3,55^2}{8} = 9,45 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{6 \times 2,85^2}{8} = 6,09 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,54 \times 5,20^2}{8} = 15,34 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$MA = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 2,5 = 0,50 \text{ KN.m}$$

$$MB = 0,5 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{BC} = 0,5 \times 6,52 = 3,26 \text{ KN.m}$$

$$MC = 0,4 \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 9,45 = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$MD = 0,4 \text{Max}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4M_0^{CD} = 0,4 \times 9,45 = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$ME = 0,5 \text{Max}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{EF} = 0,5 \times 15,34 = 7,67 \text{ KN.m}$$

$$MF = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 15,34 = 3,06 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{2,10}{2} + \frac{0,5 - 3,26}{4,54 \times 2,20} = 0,76$$

$$M_{tmin}^{AB} = (4,54) \frac{2,20 - 0,76}{2} + 0,5 \left(\frac{1 - 0,76}{2,20} \right) - 3,26 \frac{0,76}{2,20} = 1,92 \text{ KN.m}$$

Travée EF: « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5,20}{2} + \frac{7,67 - 3,06}{4,54 \times 5,20} = 2,79$$

$$M_{tmin}^{EF} = (4,54) \frac{5,20 - 2,79}{2} + 7,67 \left(\frac{1 - 2,79}{5,20} \right) - 3,06 \frac{2,79}{5,20} = 1,18 \text{KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB:

Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,00 \times 2,20^2}{8} = 3,30 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,95^2}{8} = 4,93 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q'_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{4,54 \times 3,55^2}{8} = 7,15 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q'_u \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{4,54 \times 2,85^2}{8} = 4,60 \text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,00 \times 5,20^2}{8} = 20,28 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$MA = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 3,30 = 0,66 \text{KN.m}$$

$$MB = 0,5 \text{Min}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 3,30 = 1,65 \text{KN.m}$$

$$MC = 0,4 \text{Min}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 4,93 = 1,97 \text{KN.m}$$

$$MD = 0,4 \text{Min}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,4M_0^{DE} = 0,4 \times 4,60 = 1,84 \text{KN.m}$$

$$ME = 0,5 \text{Min}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 4,60 = 2,30 \text{KN.m}$$

$$MF = 0,2M_0^{EF} = 0,2 \times 20,28 = 4,05 \text{KN.m}$$

Les moments en travées :

Travée AB : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{2,10}{2} + \frac{0,66 - 1,65}{6 \times 2,20} = 0,97$$

$$M_{tmax}^{AB} = (6,00) \frac{2,20 - 0,97}{2} + 0,66 \left(\frac{1 - 0,97}{2,20} \right) - 1,65 \left(\frac{0,97}{2,20} \right) = 2,63 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,14 \times M_0^{BC} - \frac{1,67 + 1,97}{2} \geq 3,80 \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} \geq 2,01 \end{array} \right\} M_t^{BC} \geq 3,80 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq 1,14M_0^{CD} - \frac{1,97 + 1,84}{2} \geq 6,24 \\ M_t^{CD} \geq 0,53 \geq 3,81 \end{array} \right\} M_t^{CD} \geq 6,24 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{DE} \geq 1,14M_0^{DE} - \frac{1,84 + 2,30}{2} \geq 3,17 \\ M_t^{DE} \geq 0,53M_0^{DE} \geq 2,43 \end{array} \right\} M_t^{DE} \geq 6,40 \text{KN.m}$$

Travée EF : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{5,20}{2} + \frac{2,3 - 4,05}{6,00 \times 5,20} = 2,54$$

$$M_{tmax}^{EF} = (6,00) \frac{5,20 - 2,54}{2} + 2,3 \left(\frac{1 - 2,54}{5,20} \right) - 4,05 \left(\frac{2,54}{5,20} \right) = 5,32 \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{TravéeABmin} & \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 3,26}{2,10} = 3,45 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,54 \times 2,20}{2} + \frac{0,50 - 3,26}{2,10} = -6,08 \text{KN} \end{cases} \\ \text{TravéeABmax} & \begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,00 \times 2,20}{2} + \frac{0,66 - 1,65}{2,10} = 5,82 \text{KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,00 \times 2,20}{2} + \frac{0,66 - 1,65}{2,10} = -6,77 \text{KN} \end{cases} \\ \text{TravéeBC} & \begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,00 \times 2,95}{2} + \frac{3,26 - 3,78}{2,95} = 8,67 \text{KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,00 \times 2,95}{2} + \frac{3,26 - 3,78}{2,95} = -9,02 \text{KN} \end{cases} \\ \text{TravéeCD} & \begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{6,00 \times 3,55}{2} + \frac{3,78 - 3,78}{3,55} = 10,65 \text{KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{6,00 \times 3,55}{2} + \frac{3,78 - 3,78}{3,55} = -10,65 \text{KN} \end{cases} \\ \text{TravéeDE} & \begin{cases} T_D = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{6,00 \times 2,85}{2} + \frac{3,78 - 7,67}{2,85} = 7,18 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{6,00 \times 2,85}{2} + \frac{3,78 - 7,67}{2,85} = -9,91 \text{KN} \end{cases} \\ \text{TravéeEFmin} & \begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{4,54 \times 5,20}{2} + \frac{7,67 - 3,06}{5,20} = 12,69 \text{KN} \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = -\frac{4,54 \times 5,20}{2} + \frac{7,67 - 3,06}{5,20} = -10,91 \text{KN} \end{cases} \\ \text{TravéeEFmax} & \begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{6,00 \times 5,20}{2} + \frac{2,3 - 4,05}{5,20} = 15,26 \text{KN} \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = -\frac{6,00 \times 5,20}{2} + \frac{2,3 - 4,05}{5,20} = -15,93 \text{KN} \end{cases} \end{aligned}$$

Tableau récapitulatif des résultats obtenus

Pour le plancher Rdc les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN m) et T(KN)					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
1	AB	2,95	0,25	6,86	2,04	8,90	11,88	-15,90	6,38	4,70	1,27	3,83	-	-
	BC	3,55	4,84	0,98	8,90	2,96	18,39	-15,04	0,41	6,29	3,83	5,90	-	-
2	ABmin	2,20	2,50	2,39	0,50	5,12	2,56	-06,96	2,50	1,95	0,50	1,50	-	-
	ABmax	2,20	5,19	4,20	1,03	2,46	6,25	-7,62	3,64	2,79	0,72	2,18	-	-
	BC	2,95	0,24	6,14	5,12	5,93	13,61	-14,16	7,61	3,54	1,52	4,56	-	-
	CD	3,55	4,83	0,23	5,93	7,41	16,30	-17,13	0,41	5,92	2,08	6,24	-	-
	DE	2,85	7,43	6,40	7,41	1,91	15,53	-11,49	6,71	3,62	6,24	1,34	-	-
3	ABmin	2,20	2,50	2,39	0,50	5,12	2,56	-06,96	2,50	1,95	0,50	1,50	-	-
	ABmax	2,20	5,19	8,93	1,03	0,51	10,13	-9,64	3,64	2,79	0,72	2,18	-	-
	BC	2,95	0,24	5,38	0,51	5,93	13,61	-14,16	7,61	3,54	1,52	4,56	-	-
	CD	3,55	4,83	6,24	5,93	5,93	16,72	-16,72	0,41	5,92	2,08	6,24	-	-
	DE	2,85	7,56	6,40	5,93	2,30	12,81	-14,03	6,71	3,62	6,24	1,34	-	-
	EFmin	5,20	5,34	1,18	7,67	3,06	12,69	-10,91	5,43	0,67	3,06	9,20	-	-
	EFmax	5,20	1,83	5,34	2,30	6,36	23,71	-25,27	2,34	0,55	4,46	3,40	-	-
	FG	2,85	7,56	6,40	5,93	2,03	9,40	-14,03	6,71	1,95	0,50	1,50	-	-
	GH	3,55	4,83	6,24	5,93	5,93	10,18	-16,72	0,41	2,79	0,72	2,18	-	-
	HI	2,95	0,24	5,38	0,51	5,93	6,00	-14,16	7,61	3,54	1,52	4,56	-	-
	IJmin	2,20	2,50	2,39	5,12	5,12	06,00	-6,96	3,64	5,92	2,08	6,24	-	-
	IJmax	2,20	5,19	8,93	1,03	0,51	6,77	-9,64	2,50	3,62	6,24	1,34	-	-

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des résultats (RDC)

Type de Plancher	E.L.U					E.L.S			
	M ₀ ^{max} KN.m	M _t ^{max} KN.m	M _a ^{max} KN.m		T _{max} KN.m	M ₀ ^{max} KN.m	M _t ^{max} K N.m	M _a ^{max} KN.m	
			Rive	Inter				Rive	inter
RDC	31,83	15,34	2,96	8,90	25,27	22,34	11,55	1,27	5,90

Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif des résultats.

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN m) et T(KN)					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
1	AB	2,95	6,52	4,10	1,30	5,67	7,57	-10,14	5,63	3,57	1,12	3,80	-	-
	BC	3,55	9,45	6,23	5,67	1,89	11,73	-9,59	6,34	4,60	3,80	4,94	-	-
2	ABmin	2,20	2,50	2,97	0,50	3,26	2,56	-06,96	1,90	2,01	0,38	2,81	-	-
	ABmax	2,20	3,30	3,74	0,65	1,65	5,82	-6,77	1,82	1,79	0,36	0,93	-	-
	BC	2,95	6,52	3,45	3,26	3,78	8,67	-9,02	5,63	3,34	2,82	2,54	-	-
	CD	3,55	9,45	5,76	3,78	4,72	10,38	-10,91	6,34	3,92	2,54	3,17	-	-
	DE	2,85	6,09	2,89	4,72	1,21	9,78	-7,31	5,37	3,62	3,17	1,07	-	-
3	ABmin	2,20	2,50	1,92	0,50	3,26	3,45	-06,08	1,90	2,01	0,38	2,81	-	-
	ABmax	2,20	3,30	2,36	0,66	1,65	5,82	-6,77	1,82	1,79	0,36	0,93	-	-
	BC	2,95	6,52	3,80	3,26	3,78	8,67	-09,02	5,63	3,34	2,81	2,54	-	-
	CD	3,55	9,45	6,24	3,78	3,78	10,65	-10,65	6,34	4,24	2,54	2,54	-	-
	DE	2,85	6,09	6,4	3,78	7,67	7,18	-9,91	5,37	3,17	2,54	2,61	-	-
	EFmin	5,20	15,34	1,18	7,67	3,06	12,69	-10,91	6,52	0,63	2,61	2,61	-	-
	EFmax	5,20	20,28	5,32	2,30	4,05	15,26	-15,93	14,66	2,93	0,93	2,80	-	-
	FG	2,85	6,09	6,4	3,78	7,67	7,18	-9,91	5,37	2,87	2,61	3,26	-	-
	GH	3,55	9,45	6,24	3,78	3,78	10,65	-10,65	6,34	2,54	3,26	2,54	-	-
	HI	2,95	6,52	3,80	3,26	3,78	8,67	-9,02	5,63	3,62	2,54	2,54	-	-
	Ijmin	2,20	2,50	1,92	0,50	3,26	03,45	-6,08	1,90	0,81	2,81	0,38	-	-
Ijmax	2,20	2,52	2,36	0,66	1,65	5,82	-6,77	2,52	0,64	2,93	0,36	-	-	

Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif des résultats (étage courant)

Les sollicitations maximales de calcul sont

Type de Plancher	E.L.U					E.L.S			
	M ₀ ^{max} KN.m	M _t ^{max} KN.m	M _a ^{max} KN.m		T _{max} KN.m	M ₀ ^{max} KN.m	M _t ^{max} K N.m	M _a ^{max} KN.m	
			Rive	Inter				Rive	inter
RDC	20,28	6,4	1,89	7,67	15,93	14,66	4,65	1,12	4,94

Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des résultats.

IV.6 plancher terrasse:

$$\begin{cases} G = 5,18 \times 0,65 = 3,36 \text{KN/ml} \\ Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{KN/ml} \\ \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,52 \text{KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,01 \text{KN/ml} \end{cases} \end{cases}$$

Méthode de calcul:

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode de Caquot Minoré** ou **La Méthode des trois moments**.

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis, et si la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.

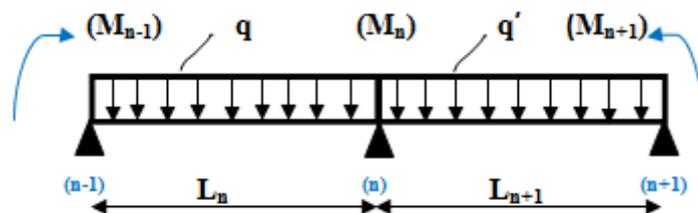


Fig IV-14 : Schéma explicatif

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque, donc on a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

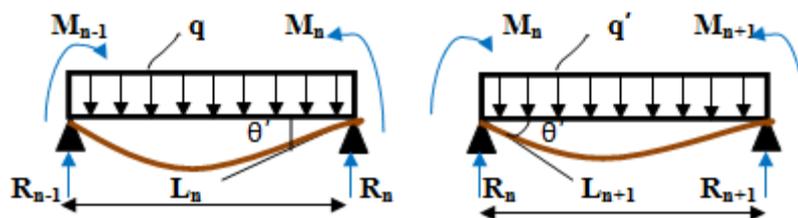


Fig IV-15: Schéma explicatif

M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracés selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.

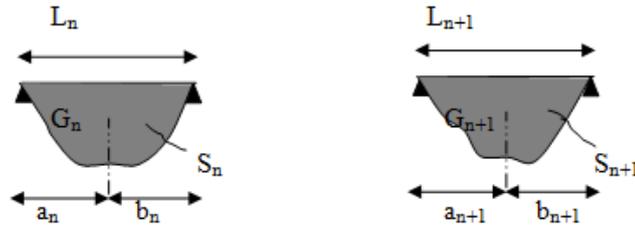


Fig IV-16 : Diagramme du moment de la méthode du trois moment.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\begin{aligned} \theta' &= \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' \\ &= \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI} \\ \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « **équation de Clapeyron** », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT minorée :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a $Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

Principe de la Méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l' .

Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

-Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,

$$G' = 2/3G$$

-On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

$$l' = l \text{ pour les deux travées de rive,}$$

$$l' = 0.8l \text{ pour les travées intermédiaires}$$

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{\text{appui}} = - \left(\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} \right)$$

Pour des charges ponctuelles (concentrées), et sous l'action d'une charge concentrée P_w sur la travée de gauche appliquée à une distance (a) de l'appui, Le moment M_{appui} est donné par la formule suivante :

$$M_{\text{appui}}(P_w) = - \frac{k \cdot q_w L_w'^2}{L_w' + L_e'} ; \quad k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125} ; \quad x = \frac{a}{l'}$$

-Pour les calculs des moments en travée M_t on considère la longueur des portées réelles l (et non pas l').

$$M_{t_{\text{max}}} = \frac{qL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2qL^2}$$

Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

$$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} ; \quad V_e = - \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Méthode de Caquot:

Type 01:

Méthode de calcul :

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3G = \frac{2}{3} \times 5,18 = 3,45 \text{ KN.m}^2$$

$$Q_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 3,45) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = L = 2,95 \text{ m} ; \quad L_2 = L = 3,55 \text{ m} ;$$

Les moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -0.2 M_0^{AB} = -0,87 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.2 M_0^{BC} = -1,26 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$L_1 = L = 2,95 \text{ m} ; \quad L_2 = L = 3,55 \text{ m} ; \quad M_A = -0.2 M_0^{AB} = 0,87 \text{ KN.m} ; \quad M_C = -0.2 M_0^{BC} = 1,26 \text{ KN.m}$$

Dans le calcul on suppose que les moment est nulle ; $M_A = M_C = 0$

$$M_B = - \frac{Q_u \cdot L_w'^3 + Q_u \cdot L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} = - \frac{4,00(2,95)^3 + 4,00(3,55)^3}{8.5(2,95 + 3,55)} = -5,09 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée:

$$\begin{aligned} M_t^{AB} &= \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2Q_u \cdot L^2} \\ &= \frac{5,52 \times (2,95)^2}{8} - \frac{-0,87 - 5,09}{2} + \frac{(-0,87 + 5,09)^2}{2 \times 5,52 \times (2,95)^2} = 8,73 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_t^{BC} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Qu \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (3,55)^2}{8} - \frac{-5,09 - 1,26}{2} + \frac{(-5,09 + 1,26)^2}{2 \times 5,52 \times (3,55)^2} = 11,97 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Qu \frac{l}{2} = \frac{-0,87 + 5,09}{2,95} + \left(5,52 \times \frac{2,95}{2}\right) = 9,57 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Qu \frac{l}{2} = \frac{-0,87 + 5,09}{2,95} - \left(5,52 \times \frac{2,95}{2}\right) = -6,71 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + Qu \frac{l}{2} = \frac{-5,09 + 1,26}{3,55} + \left(5,52 \times \frac{3,55}{2}\right) = 8,71 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - Qu \frac{l}{2} = \frac{-5,09 + 1,26}{3,55} - \left(5,52 \times \frac{3,55}{2}\right) = -10,87 \text{ kN} \end{cases}$$

Type 02:

Méthode de calcul :

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3G = \frac{2}{3} \times 5,18 = 3,45 \text{ KN.m}^2$$

$$Qu = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 3,45) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = L = 2,20 \text{ m} ; L_2 = L = 2,95 \text{ m}$$

Les moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} = 2,20 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -0,2 M_0^{AB} = -0,44 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,2 M_0^{BC} = -0,87 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$L_1 = L = 2,20 \text{ m} ; L_2 = L = 2,95 \text{ m} ; M_A = -0,2 M_0^{AB} = 0,44 \text{ KN.m} ; M_C = -0,2 M_0^{BC} = 0,87 \text{ KN.m}$$

Dans le calcul on suppose que les moment est nulle ; $M_A = M_C = 0$

$$M_B = -\frac{Qu \cdot Lw'^3 + Qu \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')} = -\frac{4,00(2,20)^3 + 4,00(2,95)^3}{8,5(2,20 + 2,95)} = -3,25 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée:

$$M_t^{AB} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Qu \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (2,20)^2}{8} - \frac{-0,44 - 3,25}{2} + \frac{(-0,44 + 3,25)^2}{2 \times 5,52 \times (2,20)^2} = 5,05 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \frac{Qu \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Qu \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (3,55)^2}{8} - \frac{-3,25 - 0,87}{2} + \frac{(-3,25 + 0,87)^2}{2 \times 5,52 \times (3,55)^2} = 5,21 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,44 + 3,25}{2,20} + \left(5,52 \times \frac{2,20}{2}\right) = 7,27 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,44 + 3,25}{2,20} - \left(5,52 \times \frac{2,20}{2}\right) = -4,31 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-3,25 + 0,87}{3,55} + \left(5,52 \times \frac{2,95}{2}\right) = 7,74 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-3,25 + 0,87}{3,55} - \left(5,52 \times \frac{2,95}{2}\right) = -8,81 \text{ kN} \end{cases}$$

Méthode de calcul :

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3 G \frac{2}{3} \times 5,18 = 3,45 \text{ KN.m}^2$$

$$Q_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 3,45) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = L = 2,95 \text{ m} ; L_2 = L = 3,55 \text{ m} ;$$

Les moments isostatiques :

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,2 M_0^{AB} = -0,87 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,2 M_0^{BC} = -1,26 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$L_1 = L = 2,95 \text{ m} ; L_2 = L = 3,55 \text{ m} ; M_B = -0,2 M_0^{AB} = 0,87 \text{ KN.m} ; M_D = -0,2 M_0^{BC} = 1,26 \text{ KN.m}$$

Dans le calcul on suppose que les moment est nulle ; $M_B = M_D = 0$

$$M_C = -\frac{Q_u \cdot Lw'^3 + Q_u \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')} = -\frac{4,00(2,95)^3 + 4,00(3,55)^3}{8,5(2,95 + 3,55)} = -5,09 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée:

$$M_t^{BC} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Q_u \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (2,95)^2}{8} - \frac{-0,87 - 5,09}{2} + \frac{(-0,87 + 5,09)^2}{2 \times 5,52 \times (2,95)^2} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Q_u \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (3,55)^2}{8} - \frac{-5,09 - 1,26}{2} + \frac{(-5,09 + 1,26)^2}{2 \times 5,52 \times (3,55)^2} = 11,97 \text{ KN.}$$

L'effort tranchant :

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,87 + 5,09}{2,95} + \left(5,52 \times \frac{2,95}{2}\right) = 9,57 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,87 + 5,09}{2,95} - \left(5,52 \times \frac{2,95}{2}\right) = -6,71 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{M_C - M_D}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-5,09 + 1,26}{3,55} + \left(5,52 \times \frac{3,55}{2}\right) = 8,71 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_C - M_D}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-5,09 + 1,26}{3,55} - \left(5,52 \times \frac{3,55}{2}\right) = -10,87 \text{ kN} \end{cases}$$

Méthode de calcul :

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3G = \frac{2}{3} \times 5,18 = 3,45 \text{ KN.m}^2$$

$$Q_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 3,45) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = L = 3,55 \text{ m} ; L_2 = L = 2,85 \text{ m} ;$$

Les moments isostatiques :

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,2 M_0^{AB} = -1,26 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,2 M_0^{BC} = -0,81 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$L_1 = L = 3,55 \text{ m} ; L_2 = L = 2,85 \text{ m} ; M_C = -0,2 M_0^{CD} = 1,26 \text{ KN.m} ; M_E = -0,2 M_0^{DE} = 0,81 \text{ KN.m}$$

Dans le calcul on suppose que les moment est nulle ; $M_C = M_E = 0$

$$M_D = -\frac{Q_u \cdot Lw'^3 + Q_u \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')} = -\frac{4,00(3,55)^3 + 4,00(2,85)^3}{8,5(3,55 + 2,85)} = -4,99 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée:

$$M_t^{CD} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Q_u \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (3,55)^2}{8} - \frac{-1,26 - 4,99}{2} + \frac{(-1,26 + 4,99)^2}{2 \times 5,52 \times (3,55)^2} = 11,92 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Q_u \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (2,85)^2}{8} - \frac{-4,99 - 0,81}{2} + \frac{(-4,99 + 0,81)^2}{2 \times 5,52 \times (2,85)^2} = 8,69 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{M_C - M_D}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-1,26 + 4,99}{3,55} + \left(5,52 \times \frac{3,55}{2}\right) = 10,84 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_C - M_D}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-1,26 + 4,99}{3,55} - \left(5,52 \times \frac{3,55}{2}\right) = -8,74 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = \frac{M_D - M_E}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-4,99 + 0,81}{2,85} + \left(5,52 \times \frac{2,85}{2}\right) = 6,39 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_D - M_E}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-4,99 + 0,81}{2,85} - \left(5,52 \times \frac{2,85}{2}\right) = -9,33 \text{ kN} \end{cases}$$

Type 03:**Méthode de calcul :**

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3G = \frac{2}{3} \times 5,18 = 3,45 \text{ KN.m}^2$$

$$Q_u = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 \rightarrow ((1,35 \times 3,45) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$L_1 = L = 2,85 \text{ m} ; L_2 = L = 5,20 \text{ m} ;$$

Les moments isostatiques :

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,2 M_0^{AB} = -0,81 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 13,52 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -0,2 M_0^{BC} = -2,70 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$L_1 = L = 2,85 \text{ m} ; L_2 = L = 5,20 \text{ m} ; M_D = -0,2 M_0^{DE} = 0,81 \text{ KN.m} ; M_F = -0,2 M_0^{EF} = 2,70 \text{ KN.m}$$

Dans le calcul on suppose que les moment est nulle ; $M_D = M_F = 0$

$$M_E = -\frac{Q_u \cdot Lw'^3 + Q_u \cdot Le'^3}{8,5(Lw' + Le')} = -\frac{4,00(2,85)^3 + 4,00(5,20)^3}{8,5(2,85 + 5,20)} = -9,57 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée:

$$M_t^{DE} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Q_u \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (2,85)^2}{8} - \frac{-0,81 - 9,57}{2} + \frac{(-0,81 + 9,57)^2}{2 \times 5,52 \times (2,85)^2} = 11,65 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} - \frac{Mw + Me}{2} + \frac{(Mw - Me)^2}{2Q_u \cdot L^2}$$

$$= \frac{5,52 \times (5,20)^2}{8} - \frac{-9,57 - 2,70}{2} + \frac{(-9,57 + 2,70)^2}{2 \times 5,52 \times (3,55)^2} = 25,13 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,81 + 9,57}{2,85} + \left(5,52 \times \frac{2,85}{2}\right) = 10,93 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,81 + 9,57}{2,85} - \left(5,52 \times \frac{2,85}{2}\right) = -4,79 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF : } \begin{cases} T_w = \frac{M_B - M_C}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-9,57 + 2,70}{5,20} + \left(5,52 \times \frac{5,20}{2}\right) = 13,03 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_B - M_C}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-9,57 + 2,70}{5,20} - \left(5,52 \times \frac{5,20}{2}\right) = -15,67 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type	travée	L(m)	E.L.U (KN. m) ;(KN/m)						E.L.S (KN m;(KN/m))					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
1	AB	2,95	4,35	8,73	-0,87	-5,09	9,57	-6,71	4,75	10,86	-0,95	-4,77	-	-
	BC	3,55	6,30	11,97	-5,09	-1,26	8,71	10,87	5,36	11,69	-4,77	-1,07	-	-
2	AB	2,20	2,20	5,05	-0,44	-3,25	7,27	-4,31	1,54	4,16	-0,31	-2,28	-	-
	BC	2,95	4,35	8,73	-3,25	-5,09	9,57	-6,71	3,04	10,96	-2,28	-3,9	-	-
	CD	3,55	6,30	11,92	-5,09	-4,99	10,84	-8,74	3,43	12,98	-3,9	-4,06	-	-
	DE	2,85	4,06	8,69	-4,99	-0,81	6,36	-9,33	4,53	9,78	-4,06	-0,9	-	-
3	AB	2,20	2,20	5,05	-0,44	-3,25	7,27	-4,31	1,54	4,16	-0,31	-2,28	-	-
	BC	2,95	4,35	8,73	-3,25	-5,35	9,57	-6,71	3,04	10,96	-2,28	-3,9	-	-
	CD	3,55	6,30	11,92	-5,35	-4,99	10,84	-8,74	3,43	18,98	-3,9	-4,06	-	-
	DE	2,85	4,06	11,65	-4,99	-9,57	10,93	-4,79	2,9	10,31	-4,06	-3,82	-	-
	EF	5,20	13,5	25,13	-9,57	-2,70	13,03	15,67	3,53	11,74	-3,82	-4,16	-	-
	FG	2,85	4,06	11,65	-4,99	-9,57	10,93	-4,79	2,9	10,35	-4,16	-3,78	-	-
	GH	3,55	4,7	11,92	-5,35	-4,99	10,84	-8,74	3,43	11,47	-3,78	-4,11	-	-
	HI	2,95	4,17	8,73	3,25	5,35	9,57	6,71	3,04	10,42	4,11	3,36	-	-
	IJ	2,20	2,10	5,05	-0,44	-3,25	7,27	-4,31	1,54	4,27	-3,36	-0,31	-	-

Tableau IV.8: Tableau récapitulatif des résultats.

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Type de Plancher	E.L.U				E.L.S				
	M ₀ ^{max}	M _t ^{max}	M _a ^{max} KN.m		T _{max}	M ₀ ^{max}	M _t ^{max} K	M _a ^{max} KN.m	
	KN.m	KN.m	Rive	Inter	KN.m	KN.m	N.m	Rive	inter
RDC	13,5	25.13	1,26	5,09	13,03	5,36	18.98	1,07	4,77

Tableau IV.9: Tableau récapitulatif des résultats.**IV.7 - Calcul du ferrailage :****IV.7.1 -Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :**

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

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

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

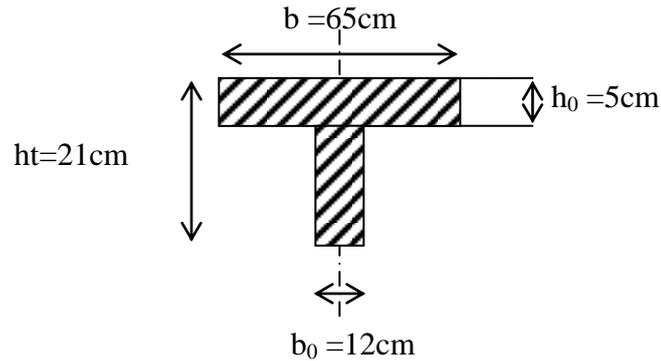


Fig.IV.17: Section de calcul de la poutrelle

Données :

Largeur de la section en $b = 65 \text{ cm}$.

Largeur de la section $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Hauteur de la section $h_t = 21 \text{ cm}$.

Hauteur de la section $h_0 = 5 \text{ cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$

Et on a :

contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

Fissuration peu préjudiciable.

-Planchers RDC :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \quad \begin{cases} M_{\text{travées max}} = 15,34 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui max}} = 8,90 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 25,27 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 5 \times 14,17 (18,9 - 5/2) \times 10^{-3} = 75,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 15,34 \text{ KN.m} < 75,52 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t \text{ max}} = 15,34 \text{ KN.m}$$

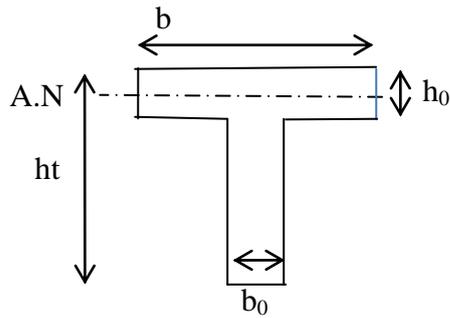


Fig. IV. 18: position de l'axe neutre

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{15,34 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18,9)^2 \cdot 65} = 0,046 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,046 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,976$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,34 \cdot 10^3}{0,976 \cdot 18,9 \cdot 348} = 2,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En Travée :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18,9 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 = 3,39 cm².

Sur appuis :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12 x 24) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,90 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18,9)^2 \cdot 12} = 0,14 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,14 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,924$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,90 \cdot 10^3}{0,924 \cdot 18,9 \cdot 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18,9 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,270 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T12+1T10 = 1,92 cm².

Etages courants:

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \quad \begin{cases} M_{\text{travées}}_{\text{max}} = 6,40 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}}_{\text{max}} = 7,67 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 15,93 \text{ KN} \end{cases}$$

-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 5 \times 14,17 (18,9 - 5/2) \times 10^{-3} = 75,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 6,40 \text{ KN.m} < 75,52 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t \text{ max}} = 6,40 \text{ KN.m}$$

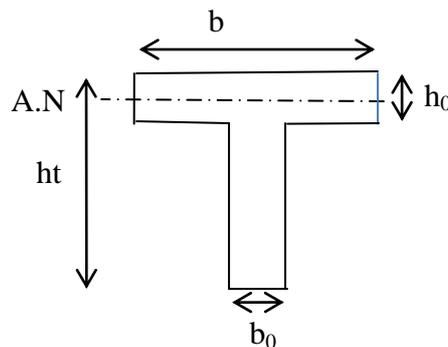


Fig. IV. 19 : position de l'axe neutre

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,40 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18,9)^2 \cdot 65} = 0,019 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,019 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,990$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,40 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 18,9 \cdot 348} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :**En Travée :**

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18,9 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 = 3,39 cm².

Sur appuis :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,67 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18,9)^2 \cdot 12} = 0,12 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,12 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,936$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,67 \cdot 10^3}{0,936 \cdot 18,9 \cdot 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,270 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T12+1T10 = 1,92 cm².

Plancher terrasse :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \quad \begin{cases} M_{\text{travées max}} = 25,13 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui max}} = 5,09 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 13,03 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 5 \times 14,17 (18,9 - 5/2) \times 10^{-3} = 75,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 25,13 \text{ KN.m} < 75,52 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t \text{ max}} = 25,13 \text{ KN.m}$$

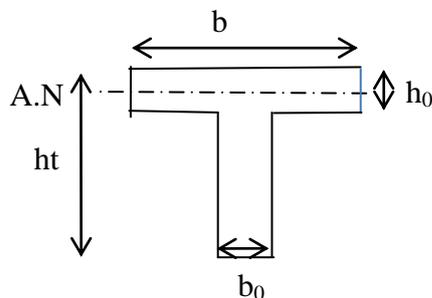


Fig. IV.20: position de l'axe neutre

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{25,13 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18,9)^2 \cdot 65} = 0,07 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,07 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,964$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,13 \cdot 10^3}{0,964 \cdot 18,9 \cdot 348} = 3,96 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En Travée :

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18,9 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Le choix : 2T14+1T12 = 4,21 cm².

Sur appuis :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 24) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,09 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18,9)^2 \cdot 12} = 0,083 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,083 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,956$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,09 \cdot 10^3}{0,956 \cdot 18,9 \cdot 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{\min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18,9 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,270 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T12+1T10 = 1,92 cm².

IV.7 .2-Vérification de l'effort tranchant :

2.1-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :

-Plancher R.D.C:

L'effort tranchant maximal T_{max} = 25,27 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25,27 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 1,11 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{v_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 1,11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Etage courants :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 15,93 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,93 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,73 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Plancher Terrasse :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,03 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,03 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,6 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.7.3 -Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(210/35; 120/10; 10) = 6 \text{ m}$.

on adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

3.1-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(18,9; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} St \leq 18,9 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

Zone nodale :

$$St \leq \min(10\Phi_L; 15 \text{ cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

Selon RPA On adopte $\left\{ \begin{array}{l} St = 10 \text{ cm} \text{ Zone nodale.} \\ St = 15 \text{ cm} \text{ Zone courante.} \end{array} \right.$

IV.7.4 -Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

-Plancher R.D.C

Sur travée :

$$M_{ser} = 11,55 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 15,43 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0279$$

$$\gamma = \frac{15,43}{11,55} = 1,33$$

$$\alpha \leq \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 5,90 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 8,90 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1517$$

$$\gamma = \frac{8,90}{5,90} = 1,50$$

$$\alpha \leq \frac{1,56-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,53 \dots \text{condition vérifiée}$$

-Plancher Etage courants**Sur travée :**

$$M_{ser} = 18,32 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 25,13 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0279$$

$$\gamma = \frac{25,13}{18,32} = 1,32$$

$$\alpha \leq \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44 \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 7,67 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,1517$$

$$\gamma = \frac{7,67}{4,94} = 1,55$$

$$\alpha \leq \frac{1,55-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,53 \dots \text{condition vérifiée}$$

-Plancher Terrasse :**Sur travée :**

$$M_{ser} = 18,98 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 25,13 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0201$$

$$\gamma = \frac{5,09}{4,77} = 1,32$$

$$\alpha \leq \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43 \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 5,09 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,2658$$

$$\gamma = \frac{5,09}{4,77} = 1,06$$

$$\alpha \leq \frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43 \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.7.5 -Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

-Plancher R.D.C:

Dans notre cas, on a : $L_{\max}=5,20\text{m}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{5,20}{500} = 1,04\text{m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{\text{ut}} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,21^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 3,59 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{\text{ut}}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f t_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}\right) 0,014} = 2,93$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f t_{28}}{(4 \rho b s t) + f t_{28}} = 0,83$$

$$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 3,59 \cdot 10^{-1}}{(1 + 2,93 \cdot 0,83)} = 0,11 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{\text{st}} \cdot L^2}{10 E_i \cdot IF_i} = \frac{8,90 \cdot 10^{-3} \cdot 5,2^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,11} = 6,80 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000 (f c 28) 1/3 = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc : $f = 6,8 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1,04 \text{ cm}$condition vérifiée

Plancher Etages courants:

Dans notre cas, on a : $L_{\max}=5,20\text{m}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{5,20}{500} = 1,04\text{m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{\text{ut}} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,21^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 3,59 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{\text{ut}}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f t_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}\right) 0,014} = 2,93$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f t_{28}}{(4 \rho b s t) + f t_{28}} = 0,83$$

$$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 3,59 \cdot 10^{-1}}{(1 + 2,93 \cdot 0,83)} = 0,11 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{\text{st}} \cdot L^2}{10 E_i \cdot IF_i} = \frac{7,67 \cdot 10^{-3} \cdot 5,2^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,11} = 5,80 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000 (f c 28) 1/3 = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc : $f = 5,8 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 1,04 \text{ cm}$condition vérifiée

Plancher Terrasse :

Dans notre cas, on a : $L_{\max}=5,20\text{m}$

$$F_{\text{adm}} = \frac{5,20}{500} = 1,04\text{m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{\text{ut}} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,21^3}{12} + 15,4,52 \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 4,78 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{4,52 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,019$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f t_{28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}) 0,019} = 2,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f t_{28}}{(4 \rho b s t) + f t_{28}} = 0,83$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 4,78 \cdot 10^{-1}}{(1 + 2,16 \cdot 0,83)} = 0,18 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{5,09 \cdot 10^{-3} \cdot 5,2^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,18} = 2,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000 (f c_{28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Donc : $f = 2,3 \cdot 10^{-6} \text{ m} \leq f_{adm} = 1,04 \text{ cm}$ condition vérifiée

IV.7 .6-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

-Plancher R.D.C:

$$T_u = 25,27 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 8,90 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{8,90}{0,9 \cdot 18,9 \cdot 10^{-2}} = 52,23 \text{ KN} > T_u = 25,27 \text{ KN}$$

-Plancher Etages courants:

$$T_u = 15,93 \text{ KN}$$

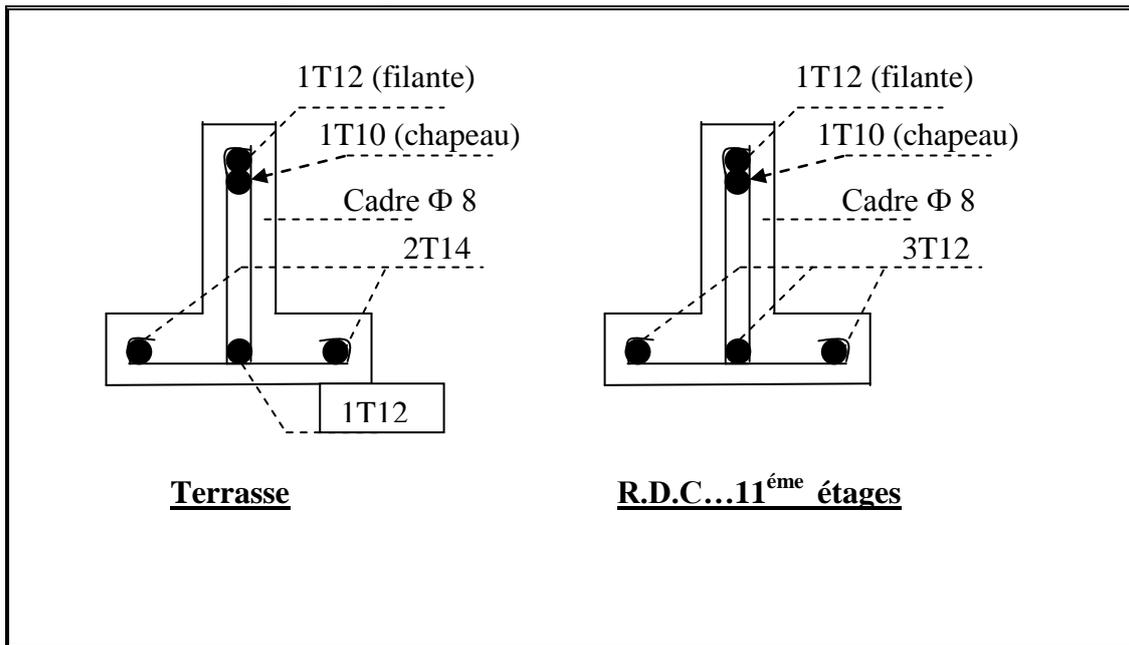
$$M_{appui} = 7,67 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{7,67}{0,9 \cdot 18,9 \cdot 10^{-2}} = 45,09 \text{ KN} > T_u = 15,93 \text{ KN}$$

-Plancher Terrasse :

$$T_u = 13,03 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 5,09 \text{ KN.m}$$

Dessin de ferrillage des poutrelles**Fig. IV. 21:** Dessin de ferrillage des poutrelles.

Chapitre V :

Etude sismique

V.1-Généralités sur les séismes

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2-Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3-Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

Analyse statique équivalente : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

3.1-Analyse Modale Spectrale

peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

3.2-Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction...). Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.

-Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

3.4-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) 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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

$\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/1 - \theta_k$;

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \overline{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\overline{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel Etabs peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4-Méthode d'analyse modale spectrale :

4.1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

4.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

4.3-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- A : Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (Ia) avec un groupe d'usage 2

Donc A = 0,10

- D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 39.52 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 39.52^{3/4} = 0.788 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.725 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.788}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.402$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V. 1 : Facteur de qualité

$$Q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,20$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

4.4-Le poids total de la structure :

Niveau	W(KN)
Terrasse	3448.90857
10	3556.80385
9	3556.80385
8	3620.6699
7	3693.36984
6	3693.36984
5	3764.88769
4	3845.24042
3	3845.24042
2	3924.41104
1	4012.41655
RDC	4012.41655
S.SOL	4016.40628
TOTAL	48990,9448

Tableau V. 2 : Poids de la structure

IX.5-Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

5.1-Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.10 \times 1.456 \times 1.20 \times 48990,9448}{5} = 1711.94 \text{ KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

	V_{dx} (KN)	V_{dy} (KN)
Forces sismiques	1546.52	1615.98

Tableau V.3 : Valeurs de la force sismique totale

$$V_{dx} = 1546.52 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 1369.55 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 1615.98 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 1369.55 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

5.2-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,9719 \text{ s}$

$$T_{dyn} = 0,9719 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.788 = 1.02 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

5.3-Vérification des facteurs de participation massique :

		Facteur de participation massique (%)					
Mode	Période	U _x	U _y	U _z	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0.971872	67.6001	0	0	67.6001	0	0
2	0.769363	0	66.2891	0	67.6001	66.2891	0
3	0.568596	0.0003	0	0	67.6004	66.2891	0
4	0.256872	16.0892	0	0	83.6896	66.2891	0
5	0.190045	0	19.5636	0	83.6896	85.8527	0
6	0.139926	0	0	0	83.6896	85.8527	0
7	0.115392	6.8596	0	0	90.5492	85.8527	0
8	0.087604	0	6.8136	0	90.5492	92.6663	0

Tableau V.4 : facteur de participation massique

Sens transversal :

$\Sigma\alpha_y = 92.6663\% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal :

$\Sigma\alpha_x = 90.5492\% > 90\%$ condition vérifiée.

5.4-Les déplacements latéraux inter- étage :

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
11	0.000313	0.000292
10	0.000332	0.000303
9	0.000352	0.000311
8	0.000366	0.000313
7	0.000378	0.000313
6	0.000382	0.000308
5	0.000377	0.000296
4	0.000363	0.000279
3	0.000337	0.000254
2	0.000298	0.000221
1	0.000246	0.000183
RDC	0.000173	0.000134
S.SOL	0.000077	0.00007

Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

NIVEAU	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	He(k)	Δ_k/he	
11	0.000313	0,001565	0,00166	0,00095	3,06	0,00031	C.V
10	0.000332	0,00166	0,00176	0,0001	3,06	0,000032	C.V
9	0.000352	0,00176	0,00183	0,00007	3,06	0,000022	C.V
8	0.000366	0,00183	0,00189	0,00006	3,06	0,00001	C.V
7	0.000378	0,00189	0,00191	0,00002	3,06	0,000006	C.V
6	0.000382	0,00191	0,00188	0,00003	3,06	0,000009	C.V
5	0.000377	0,00188	0,00181	0,00007	3,06	0,00002	C.V
4	0.000363	0,00181	0,00168	0,00013	3,06	0,00004	C.V
3	0.000337	0,00168	0,00149	0,00136	3,06	0,0004	C.V
2	0.000298	0,00149	0,00123	0,00104	3,06	0,00033	C.V
1	0.000246	0,00123	0,00079	0,00134	3,06	0,00043	C.V
RDC	0,000158	0,00079	0,00035	0,00044	3,06	0,00014	C.V
SOUS SOL	0,00007	0,00035	0	0,000350	2,80	0,000125	C.V

Tableau V.6 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage Sens X

NIVEAU	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	He(k)	Δ_k/he	
11	0.000292	0,00146	0,00151	0,00005	3,06	0,000016	C.V
10	0.000303	0,00151	0,00155	0,00004	3,06	0,000010	C.V
9	0.000311	0,00155	0,00157	0,000010	3,06	0,000003	C.V
8	0.000313	0,00157	0,00156	0,00001	3,06	0,000003	C.V
7	0.000313	0,00156	0,00154	0,0002	3,06	0,000068	C.V
6	0.000308	0,00154	0,00148	0,00006	3,06	0,000019	C.V
5	0.000296	0,00148	0,0013	0,00018	3,06	0,000058	C.V
4	0.000279	0,0013	0,00127	0,00003	3,06	0,000080	C.V
3	0.000254	0,00127	0,0011	0,00014	3,06	0,000055	C.V
2	0.000221	0,0011	0,00091	0,000119	3,06	0,000062	C.V
1	0.000183	0,00091	0,00067	0,00024	3,06	0,000078	C.V

RDC	0.000134	0,00067	0,00035	0,00032	3,06	0,00010	C.V
SOUS SOL	0.00007	0,00035	0	0,000240	2,80	0,000125	C.V

Tableau V.7 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage Sens Y

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R = 5

5.5-Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Sens x :

NIVEAU	W_i (KN)	P_K	Δ_k	V_K	h_i (m)	θ
11	3448.90857	3448.90857	0.000313	95.1164022	3.06	0.003
10	3556.80385	7005,7125	0.000332	187.116707	3.06	0.004
9	3556.80385	10562.516	0.000352	279.117011	3.06	0.004
8	3620.6699	14183,186	0.000366	372.769275	3.06	0.004
7	3693.36984	17876.55	0.000378	468.301996	3.06	0.004
6	3693.36984	21569.925	0.000382	468.301996	3.06	0.005
5	3764.88769	25334.81	0.000377	661.21732	3.06	0.004
4	3845.24042	29180.05	0.000363	760.678326	3.06	0.004
3	3845.24042	33025.29	0.000337	92.0003045	3.06	0.003
2	3924.41104	36949.70	0.000298	860.139332	3.06	0.003
1	4012.41655	40962.12	0.000246	961.648166	3.06	0.002
RDC	4012.41655	44974.53	0,000158	1065.43335	3.06	0.002
S.SOL	4016.40628	48990,94	0,00007	1176.09057	2.80	0.001

Tableau V.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x . V_{dx} (t))

Sens y :

NIVEAU	W_i (t)	P_K	Δ_k	V_K	h_i (m)	θ
11	3448.90857	3448.90857	0.000194	110.567563	3.06	0.001
10	3556.80385	7005,7125	0.0002	217.512835	3.06	0.002
9	3556.80385	10562.516	0.000205	324.458107	3.06	0.002
8	3620.6699	14183,186	0.000207	433.323691	3.06	0.002

7	3693.36984	17876.55	0.000208	544.375202	3.06	0.002
6	3693.36984	21569.925	0.000205	544.375202	3.06	0.002
5	3764.88769	25334.81	0.000197	768.628608	3.06	0.002
4	3845.24042	29180.05	0.000186	884.246534	3.06	0.002
3	3845.24042	33025.29	0.000169	984.413298	3.06	0.001
2	3924.41104	36949.70	0.000147	1102.41171	3.06	0.001
1	4012.41655	40962.12	0.000121	1223.05625	3.06	0.001
RDC	4012.41655	44974.53	0.000088	1351.68916	3.06	0.001
S.SOL	4016.40628	48990,94	0.000048	1472.45366	2.80	0.0005

Tableau V.9 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

5.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

On peut directement introduire cette excentricité dans le logiciel Etabs

Chapitre IV :
Etude des portiques

VI.1. Etude sous charges verticales et horizontales :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

2. a. Poutres :

Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

2. b. Poteaux :

Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.3. Ferrailage des poutres :

VI.3.1. Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre

$$\begin{cases} S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1} \\ S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \end{cases}$$

Sollicitation du 2^{eme} genre

$$SP_2=G+Q \pm E.$$

VI.3.2. Les armatures minimales des poutres principales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bht.$

Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\%bht. (Zone courante)$

$A_{max2} = 6\%bht. (Zone de recouvrement)$

VI.3.3. poutre principale (30x40) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6cm^2 (\text{sur toute la section})$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48cm^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72cm^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.3.4. Exemple de calcul :

Niveau	Section	Moments rive (kn.m)		Moments inter (KN.m)	
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp1}	M _{sp2}
Terrasse	Appuis	39.84	31.75	76.08	48.13
	Travée	26.33	15.03	41.92	24.30
Etage	Appuis	76.08	47.98	72.42	48.75
	Travée	41.91	43.61	36.85	20.9
RDC	Appuis	34.07	20.74	54.82	28.76
	Travée	26.58	11.89	40.55	17.29

Tableau VI.1: moments des différents niveaux (poutre principale)

Niveau	Section	Moments rive (kn.m)		Moments inter (KN.m)	
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp1}	M _{sp2}
Terrasse	Appuis	38.749	64.027	64.602	92.245
	Travée	27.083	41.931	55.56	49.18
Etage	Appuis	40.921	70.038	79.359	96.862
	Travée	32.049	55.905	71.507	68.775
RDC	Appuis	38.749	64.027	64.602	92.245
	Travée	27.083	41.931	55.56	49.18

Tableau VI.2: moments des différents niveaux (poutre secondaire)

Données :

Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.

Hauteur de la section $h_t=35\text{cm}$.

Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=31.5\text{ cm}$

Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ Mpa}$

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.

Fissuration peu préjudiciable

3.4.1. Poutre de rive :(RDC)

a.1. En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 34.07\text{KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 20.74\text{KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,64 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Moment ultime Mu	Mu	34.07KN.m	$\mu=0,061 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=Mu/(bxd^2xf_{bc})$	0.061	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta =0.969$		
Section d'aciers As	Mu /($\sigma_s x \beta x d$)	2.80 cm ²	

a.2. En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 26.58 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 11.89 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 2,23 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Moment ultime Mu	Mu	26.58 KN.m	$\mu=0,048 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=Mu/(bxd^2xf_{bc})$	0.048	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta =0,975$		
Section d'aciers As	Mu /($\sigma_s x \beta x d$)	2.17 cm ²	

3.4.2. Poutre de rive :

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
Terrasse	Appuis	39.84	31.75	6	3.30	3T14+3T12=8.01
	Travée	26.33	15.03		2.15	3T14+3T12=8.01
Etage	Appuis	76.08	47.98	6	6.56	3T14+3T12=8.01
	Travée	41.91	43.61		4.35	3T14+3T12=8.01
RDC	Appuis	34.07	20.74	6	2.80	3T14+3T12=8.01
	Travée	26.58	11.89		2.17	3T14+3T12=8.01

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutre principale rive)

3.4.3. Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
Terrasse	Appuis	76.08	48.13	6	6.44	3T14+3T12=8.01
	Travée	41.92	24.30		3.48	3T14+3T12=8.01
Etage	Appuis	72.42	48.75	6	6.21	3T14+3T12=8.01
	Travée	36.85	20.9		3.04	3T14+3T12=8.01
RDC	Appuis	54.82	28.76	6	4.57	3T14+3T12=8.01
	Travée	40.55	17.29		3.36	3T14+3T12=8.01

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutre principale inter)**3.4.4. Poutre secondaire (30x35) cm² :**

Armatures minimales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\%bht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

3.4.5. Poutre de rive :

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
Terrasse	Appuis	18.44	37.67	5.25	3.60	3T12+3T12=6.78
	Travée	30.29	43.98		3.47	3T12+3T12=6,78
Etage	Appuis	22.78	48.08	5.25	4.66	3T12+3T12=6,78
	Travée	22.38	49.70		4.84	3T12+3T12=6,78
RDC	Appuis	10.65	14.88	5.25	1.38	3T12+3T12=6,78
	Travée	10.47	14.05		1.30	3T12+3T12=6,78

Tableau VI.5: Ferrailage des différents niveaux (poutre secondaire rive)

3.4.6. Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
Terrasse	Appuis	23.39	35.06	5.25	3.34	3T12+3T12=6,78
	Travée	17.63	28.54		2.70	3T12+3T12=6,78
Etage	Appuis	25.18	39.93	5.25	3.83	3T12+3T12=6,78
	Travée	17.68	35.69		3.40	3T12+3T12=6,78
RDC	Appuis	7.43	21.16	5.25	1.98	3T12+3T12=6,78
	Travée	4.08	19.07		1.98	3T12+3T12=6,78

Tableau VI.6: Ferrailage des différents niveaux (poutre secondaire inter)

VI.4.1. poutre principale (30x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft28/fe = 0,23x30x36x2,1/400 = 1.30cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

VI.4.2. Vérification des contraintes(ELS) :

2.a. En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 19.1 KN.m$

$$Mu = 26.58 KN.m$$

$$\alpha = 0,0645$$

$$\gamma = \frac{26.58}{19.1} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0.45 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.b. En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{max} = 24.49 \text{ KN.m}$

$$M_u = 34.07 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0774$$

$$\gamma = \frac{34.07}{24.49} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0.345 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4.3-Poutre secondaire (30x35) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_t / f_e = 0,23 x 30 x 31.5 x 2,1 / 400 = 1.14 \text{ cm}^2.$$

Adopté > A_{min}.....condition vérifiée.

VI.4.4. Vérification des contraintes(ELS) :

4.a. En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 14.73 \text{ KN.m}$

$$M_u = 43.98 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{43.98}{14.73} = 2.98$$

$$\alpha \leq \frac{2.98-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 1,24 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.b. En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{max} = 13.40 \text{ KN.m}$

$$M_u = 37.67 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{37.67}{13.40} = 1.42$$

$$\alpha \leq \frac{1.42-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0.46 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.5. Vérification de l'effort tranchant

VI.5.1. Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 54,01 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{54,01 \cdot 10^{-3}}{0,40 \cdot 0,36} = 0,37 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{v_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

VI.5.2. Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 24,19 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{24,19 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,315} = 0,25 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,2 \left(\frac{f_{cj}}{v_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

VI.6. Calcul les armatures transversales :

VI.6.1. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 8)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

VI.6.2. Calcul de L'espacement :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad St \leq 30 \text{ cm}$$

$$St \leq \min (32,4 ; 40 \text{ cm})$$

Zone nodale: $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$

$$St \leq \min (10 ; 9,6; 30\text{cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2St = 20\text{cm}$$

VI.6.3. La longueur de recouvrement :

D’après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I .

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

VI.7.Vérification de la flèche :

$$Mtmax = 24.49 \text{ KN.m}$$

$$M0 = \frac{(G + Q)l^2}{8} = (5.18 + 5) \times (5)^2 / 8 = 31.81 \text{ KN.m}$$

(à l’ELS)

$$As=8,01\text{cm}^2$$

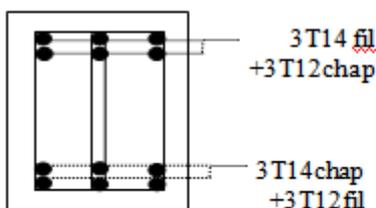
$$h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,08 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$h/L > Mt/10M0 \dots\dots\dots 0,08 > 0,076 \quad (\text{condition vérifiée})$$

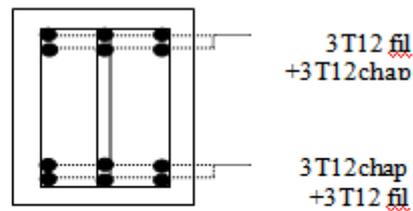
$$As/bd < 4,2/fe \dots\dots\dots 0,0074 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Il n’est nécessaire de calculer la flèche.

Poutres secondaires et principales



Poutres principales



Poutres secondaires

Fig.VI.1. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires au niveau rdc étage courant et terrasse

VI.8. Ferrailage des poteaux :

VI.8.1. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G+1,5Q \Rightarrow [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{ Genre} : 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

$$G+Q \pm 1,2E \quad [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$$

VI.8.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone Ia)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone Ia)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone Ia).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

<i>Combs.</i>		(60x60)	(55x55)	(50x50)	(45x45)
(a)	N_{\min}	942.96	587.69	219.02	139.64
	M_{coresp}	2.89	5.905	9.38	7.57
(b)	N_{\max}	2427.58	1553.41	650.49	484.95
	M_{corr}	0.813	2.002	2.48	2.17
(c)	M_{\max}	27.92	30.19	32.55	27.60
	N_{corr}	1478.98	987.14	417.65	310.11

Tableau VI.7 :les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

<i>Combs.</i>		(60x60)	(55x55)	(50x50)	(45x45)
(a)	N_{\min}	824.10	195.91	62.48	42.52
	M_{coresp}	7.43	20.04	28.28	24.12
(b)	N_{\max}	2238.94	1136.86	477.76	356.6
	M_{corr}	40.56	27.04	27.92	22.12
(c)	M_{\max}	44.75	38.34	39.17	30.63
	N_{corr}	996.20	1000.08	408.22	297.32

Tableau VI.8 :les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre

VI.8.3. Exemple de calcul :

3.1. Poteau de rive (S SOL RDC, étage1 et 2)

Section (60x60) cm²

a.1. Sens longitudinale :

Données :

Largeur du poteau b= 60 cm.

hauteur de la section ht = 60 cm.

Enrobage c = 2,5 cm.

Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 57.5 cm

Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

Fissuration peu préjudiciable

3.2. Combinaison du 1^{ère} genre :

$$\rightarrow N_{min} = 942.96 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 2.89 \text{ KN.M}$$

a. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 2.89 / 942.96 = 0.003 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 942.96 \times \left(0,575 - 0,60/2 + 0,003 \right) = 262.14 \text{ KN.m}$$

b. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 942.96 \text{ KN} < 4131.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) = 508.28 \text{ KN.m} > 262.14 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$\rightarrow N_{max} = 2427.58 \text{ KN.m} \quad M_{corresp} = 0.813 \text{ KN.m}$$

c. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.813 / 242.758 = 0.003 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2427.58 \left(0,575 - 0,60/2 + 0,003 \right) = 668.74 \text{ KN.m}$$

d. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 2427.58 \text{ KN} < 4131.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) = 3368.7 \text{ KN.m} > 668.74 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$\rightarrow N_{corresp} = 1478.98 \text{ KN} \quad M_{max} = 27.92 \text{ KN.m}$$

e. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 27.92 / 1478.98 = 0,01 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1478.98 \left(0,575 - \frac{0,60}{2} + 0,01 \right) = 421.50 \text{ KN.m}$$

f. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 1478,98 \text{ KN} < 4131,9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) = 1249,55 \text{ KN} \cdot \text{m} > 421,50 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

3.3. Combinaisons du 2eme genre :

$$\longrightarrow N_{min} = 824,38 \text{ KN} \quad M_{max} = 7,43 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

a. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 7,43 / 824,38 = 0,009 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 824,38 (0,575 - 0,60/2 + 0,009) = 234,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h = 1647,38 \text{ KN} < 4131,9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) = 388,48 \text{ KN} \cdot \text{m} > 234,12 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

$$\longrightarrow N_{max} = 2238,94 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 40,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 40,56 / 2238,94 = 0,018 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2238,94 (0,575 - 0,60/2 + 0,018) = 655,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

d. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \cdot h = 2238,94 \text{ KN} < 4131,9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) = 2865,50 \text{ KN} \cdot \text{m} > 655,73 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow N_{corresp} = 996,2 \text{ KN} \quad , \quad M_{max} = 44,75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

e. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 44,75 / 996,2 = 0,04 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 996,2 (0,575 - 0,60/2 + 0,04) = 313,80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

f. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h = 466.28 \text{ KN} < 4131.9 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) = 567.29 \text{ KN.m} > 313.80 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$).

g. Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,007 \times 60 \times 60 = 25.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 28.8) = 28.8 \text{ cm}^2$$

<i>Famille de poteaux</i>	<i>$A_{\min} = 0,7 \% b \cdot ht$</i>	<i>$A_{\max 1} = 4 \% b \cdot ht$</i>	<i>$A_{\max 2} = 6 \% b \cdot ht$</i>
<i>(60x60) cm²</i>	25.2 cm ²	144 cm ²	216 cm ²
<i>(55x55) cm²</i>	21.18 cm ²	121 cm ²	181.5 cm ²
<i>(50x50) cm²</i>	17.5 cm ²	100 cm ²	150 cm ²
<i>(45x45) cm²</i>	14.18 cm ²	81	121.5 cm ²

Tab VII.9: les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

	Com	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(60x60)	(a)	942.66	2.89	0	824.10	7.43	0	25.2	4T25+4T16 As=27.68
	(b)	2427.58	0.813	0	2238.94	40.56	0		
	(c)	1478.98	27.92	0	996.20	44.75	0		
(55x55)	(a)	587.69	5.91	0	195.91	1.04	0	21.18	4T20+4T20 As = 25.14
	(b)	1553.41	2.002	0	1136.86	27.04	0		
	(c)	987.14	30.19	0	1000.08	38.34	0		
(50x50)	(a)	219.02	9.38	1.32	62.48	28.28	0	17.5	4T20+4T14 As = 18.73
	(b)	650.49	2.48	1.65	477.76	27.92	0		
	(c)	417.65	32.55	1.62	408.22	39.17	0		
(45x45)	(a)	139.64	7.57	0.1	42.52	24.12	3.52	14.18	4T16+4T14 As= 14.2
	(b)	484.95	2.17	0	356.6	22.12	0		
	(c)	310.11	27.60	0	297.32	30.36	0		

Tableau VI.10 :Ferrailage de poteau :

VI.9. Les vérifications :

VI.9.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (60x60) cm² »

*T*_{max}= 25.78KN

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{(bxd)} = 25.78 \times \frac{10}{(60 \times 57.5)} = 0.07 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_c28; 5\text{Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$.

$\tau_u = 0.07 < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$ Condition Vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

VI.9.2. Calcul des armatures transversales :

2.1. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

2.2-Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \emptyset L; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \emptyset L = 18 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

2.3-Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,60} = 3,57 \text{ m}$$

$\lambda_g = 3,57 < 5 \rightarrow \rho_0 = 2,5$ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,5 \times 25,78}{60 \times 235} = 0,095 \text{ cm}^2$$

2.4-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / St . b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5 = 5$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale :} \\ \text{Zone courante :} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 60 = 1.80 \text{ cm}^2 \\ A_t = 0,003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Le choix :} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{array} \right\} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2.5-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq \max(\tau_v ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 . St . b / f_e ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 13 \times 60 / 235 = 0,96 \text{ cm}^2 < 4.02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2.6-Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

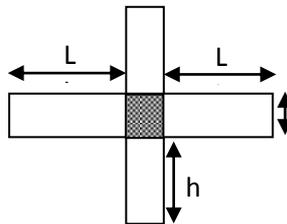


Fig. VI.2 : zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{306}{6} ; 60 ; 60 ; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 . h = 2 \times 60 = 120 \text{ cm} \end{array} \right.$$

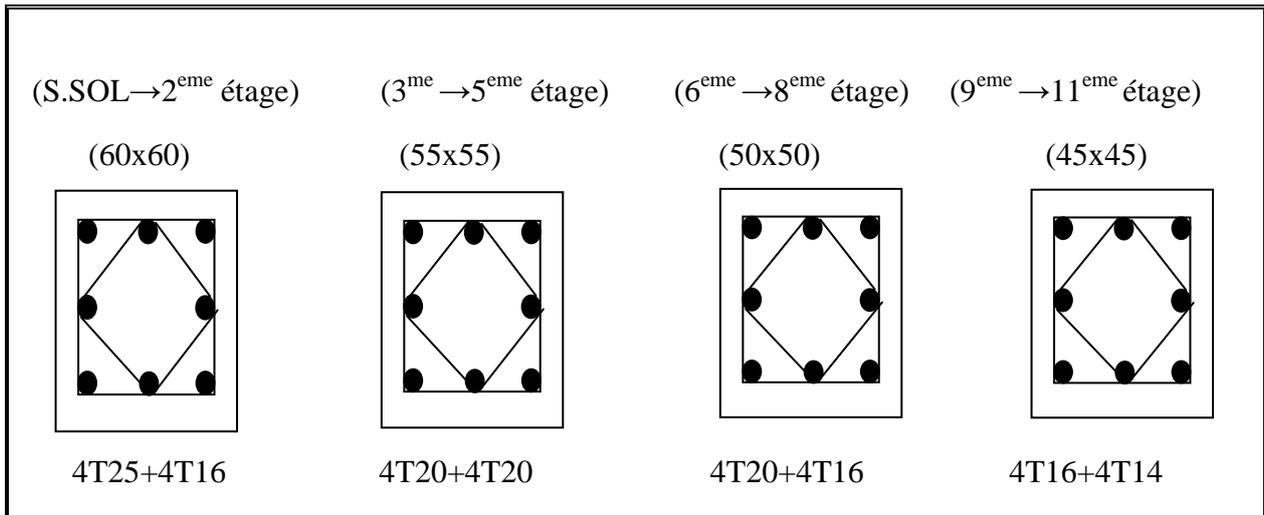


Fig.VI.2.Dessin de ferrailage des sections des poteaux inter et rive

Chapitre VII :

Etude des voiles

VII.1-Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VII.2-Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

2.1-Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2.2-Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

2.3-principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
- 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

3.1-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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. a-1er cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ 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)

$A_{\min} = 0,15.a.L$

1. b-2eme cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule 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 .

1. c-3eme cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3.2- Armatures verticales :

Elles sont disposées on 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.

3.3- 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 disposées 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 %.

3.4-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 ou les armatures verticales ont un diamètre inférieur 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 inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII. 3- ferrailage des voiles :

3.1-Exemple de calcul :

$$A = 1,32 \text{ m}^2$$

$$I = 0,8 \text{ m}^4$$

$$V = 2,3 \text{ m}$$

$$N = 966,29 \text{ KN}$$

$$M = 4,8 \text{ KN.m}$$

$$T = 2,72 \text{ KN}$$

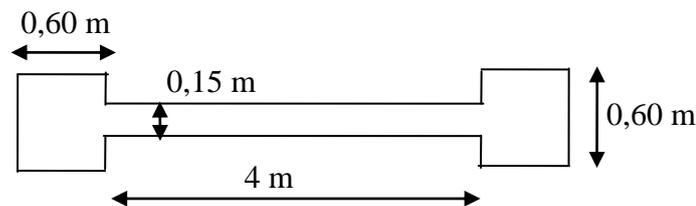


Fig. VII.1-schéma du voile + poteaux

3.2-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{966,29 \cdot 10^{-2}}{1,32} + \frac{2,3 \times 4,8 \cdot 10^{-2}}{0,8} = 7,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{407,9 \cdot 10^{-2}}{1,025} - \frac{0,24 \times 1,75 \cdot 10^{-2}}{0,54} = 7,13 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".
Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

3.3-Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 15 \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. a-Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 150$$

$$D \leq 15 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

3. b-L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2.a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 22,5 ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc: $St \leq \min \{ St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99} \}$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

3.4-Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

3.5-calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

3.6-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

On calcule la contrainte de cisaillement

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{0,027.1,4}{0,15.4} = 0,063 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,063 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

VII.4-Disposition des armatures :

4.1-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 15 cm

On à $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition. Vérifiée.

$L=400 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 40 \text{ cm}$.

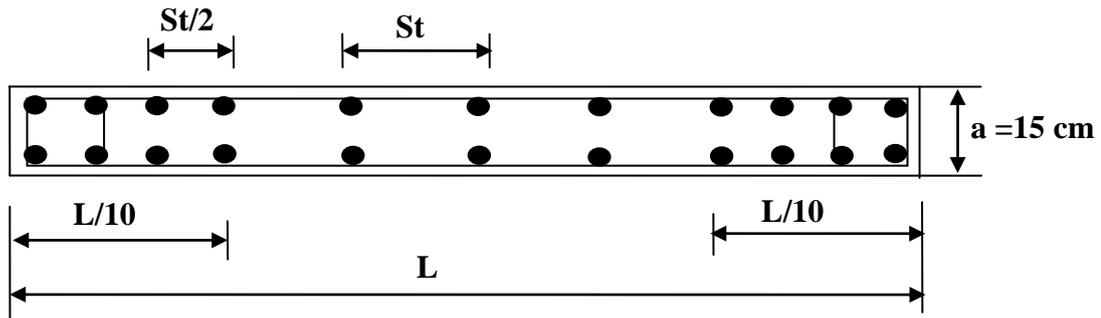


Fig. VII.2-Disposition des armatures verticales dans les voiles.

4.2-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.

4.3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

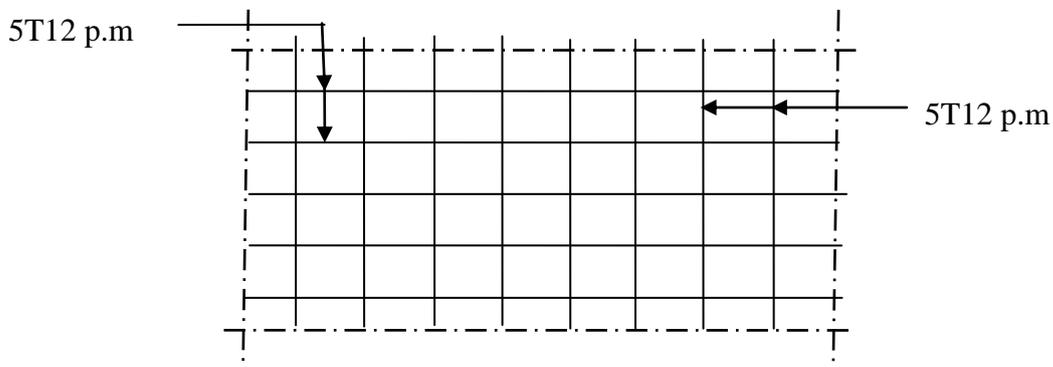


Fig. VII.3-Disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VIII :
Etude de l'infrastructure.

VIII.1-Calcul du voile périphérique :**1.1-Introduction :**

Afin de donner plus de rigidité à la base de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,33$

$K_a' = K_a = 0,33$

1.2-Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $ep = 15 \text{ cm}$.

1.3-Calcul des charges :

Poussée des terres :

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 1,7 \times 2,80 = 0,78\text{t/ml}$$

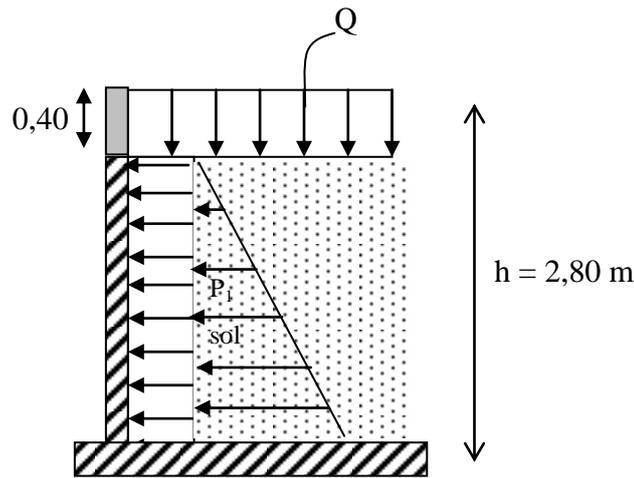


Fig. VIII. 1: Schéma de voile périphérique

Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,33 \times 0,15 \times 2,80 = 0,14 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 0,78 + 1,5 \times 0,14 = 1,26 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,26 \text{ t/ml.}$$

1.4-Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 5,00 - 0,40 = 4,60 \text{ m.}$$

$$L_y = 5,20 - 0,40 = 4,80 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{4,80} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux}$$

sens.

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,95 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 1,09 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,967 \text{ t.m}$$

4.1-Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,81 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,72 \text{ t.m}$$

4.2-Vérification :

$$M_{ty} \geq M_{tx}/4 \Rightarrow 0,72 \text{ t.m} > 0,20 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

4.3-Ferraillage :**3. a-Sens x :**

$$M_{tx} = 0,81 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,81 \cdot 10^4}{100(13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,031 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,9845$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,81 \cdot 10^4}{0,9845 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

3. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,72 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,72 \cdot 10^4}{100(13,5)^2 \cdot 14,17} = 0,027 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9875$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,72 \cdot 10^4}{0,9875 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,55 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

4.4-Condition de non fragilité :**4. a-Sens x :**

D'après R.P.A 99 (version 2003), on a : $A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_{y \min} = 0,8 \cdot h_0 = 0,8 \cdot 15 = 1,2$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,95}{2} \right) = 1,23 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,75 ; 2,00 ; 1,23 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T12/ml soit une section de 5,65 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

4. b-Sens-y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,55 ; 1,5 ; 1,2 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1,55 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T12/ml soit une section de 5,65 cm²/ml et un espacement de 20cm

4.5-Les vérifications :

5.1-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,26 \times \frac{4,60}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} = 1,96 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{1,96 \times 10^4}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,108 \text{ MPa.}$$

$$1 - \tau_{u\text{limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u\text{limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,108 \text{ MPa.....condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.2-Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,95 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,9236 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 0,92 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,20 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,19 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,15 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,14 \text{ t.m} \end{cases}$$

2. a-Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,20 \text{ t.m}$$

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

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 84,75y - 1525,5 = 0 \Rightarrow y = 6,73 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A (d - y)^2 = 15844,69 \text{ cm}^4$$

a. a-Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{\text{ser}}}{I_g} \times y = \frac{0,20 \times 10^4}{15844,69} \times 6,73 = 0,85 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 21}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,20 \cdot 10^4}{15844,69} \times (13,5 - 6,73) = 12,81 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 12,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$condition vérifiée..

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

2. b-Sens-y :

$M_{ser} = 0,19 \text{ t.m}$

$A = 3,93 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot A (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 84,75y - 1525,5 = 0 \Rightarrow y = 6,73 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 15844,69 \text{ cm}^4$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,19 \times 10^4}{15844,69} \times 6,73 = 0,81 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 0,81 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,19 \cdot 10^4}{15844,69} \times (13,5 - 6,73) = 12,17 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 12,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$condition vérifiée..

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec 5T12 = 5,65cm²/ml avec un espacement S_t=20cm.

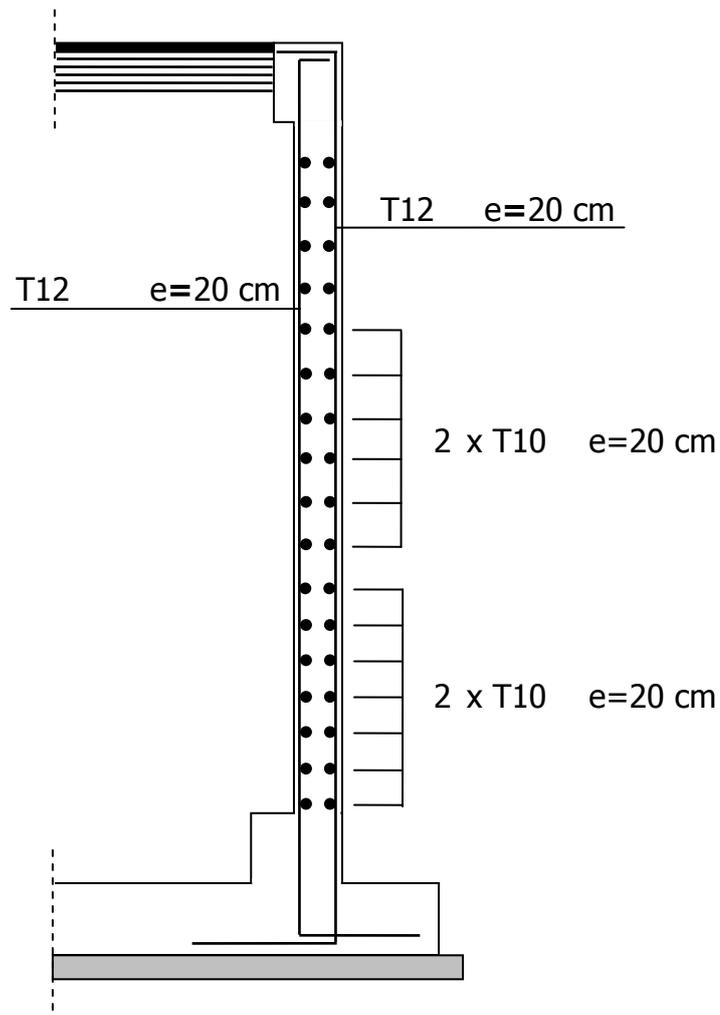


Figure VIII.2: Schéma de ferrailage voile périphérique.

VIII.2-Calcul des fondations :

2.1-Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1. Dimensionnement à l'ELS ;
2. Ferrailage à l'ELU.

→ Le choix du type des fondations dépend de :

Type d'ouvrage à construire ;

La nature et l'homogénéité du bon sol ;

La capacité portante du terrain de fondation ;
 La raison économique ;
 La facilité de réalisation.

2.2-Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

Semelles filantes ;

Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : La surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar} = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 7676,41 \text{ t} \Rightarrow S = 511,76 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 5601,81 \text{ t} \Rightarrow S = 373,45 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 7676,41 \text{ t} \Rightarrow S = 511,76 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 5601,81 \text{ t} \Rightarrow S = 373,45 \text{ m}^2 \end{array} \right\}$$

2. a- Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 348,36 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 93\% > 50\% ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;

La réduction des tassements différentiels ;

La facilité d'exécution ;

2.3-Définition du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

2.4-Pré dimensionnement du radier :

4.1-Calcul du radier :

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

1.1-Combinaison d'actions :

$$E.L.U : NU = 1,35GT + 1,5QT = 7676,41t.$$

$$E.L.S : N_{ser} = GT + QT = 5601,81 t.$$

1.2-Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} \mathbf{5601,81 t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = \mathbf{5601,81 / 15 = 373,45 m^2.}$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise **S radier = 437,90 m²**.

1.3-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

3. a-1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 5,00 m

$$Qu = Nu / S = \mathbf{7676,41 / 437,90 = 17,53 t/m^2.}$$

$$\text{Par ml} : Qu = \mathbf{17,53 \times 1 = 17,53 t/ml.}$$

$$Vu = \mathbf{17,53 \times 5,00 / 2 = 43,82 t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{43,82 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,29 \text{ m}$$

2. b-2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$20 \leq d \leq 25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} ; \text{ on prend} : h = 35 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm}$$

2.5-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq h \leq 83,33 \text{ cm}$$

On prend : d=72 cm ; h = 80 cm ; b = 60 cm.

5.1-Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{radier} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{radier} = 2,5[0,35 \times 473,90 + 0,80 \times 0,60 \times 242,3] = 705,42 \text{ t}$$

$$E.L.S : N_{ser} = 705,42 + 5601,81 = 6307,23 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{6307,23}{473,90} = 13,3 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5.2-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,60 \times (0,80)^3 / 12 = 0,025m^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,60 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,025}{500 \times 0,60}} = 5,72 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,00\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

2.6-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{6307,23}{473,90} = 13,3 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 0,875 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 12,42 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 13,3 \text{ t/m}^2$$

2.7-Ferrailage du radier :**2.1-Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1.1-1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a- Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

1. b-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

1. c-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

1.2-2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

1.3-Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 2,95/4,40 = 0,67 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

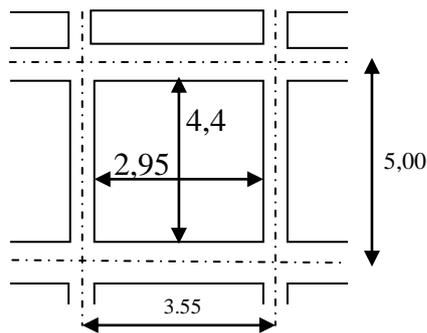


Fig. VIII. 3: Schéma du panneau le plus défavorable

$$\alpha = 0,67 \Rightarrow \mu_x = 0,0723; \mu_y = 0,3895.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_{,x}^2$$

$$M_{0x} = 0,0723 \times 13,3 \times (2,95)^2 = 8,36 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,8661 \times 11,18 = 3,25 \text{ t.m}$$

3.1-En travée :

1. a-Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 8,36 = 7,10 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,10 \cdot 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,050 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,10 \cdot 10^4}{0,974 \cdot 31,5 \cdot 348} = 6,64 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 8T12 / ml, $A = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 10 \text{ cm}$

1. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 3,25 = 2,76 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,76 \cdot 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,019 \rightarrow \beta = 0,9905$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,76 \cdot 10^4}{0,9905 \cdot 31,5 \cdot 348} = 2,54 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 7T12 / ml, $A = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 10 \text{ cm}$

3.2-En appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,2M_{ox} = 0,2 \times 8,36 = 1,67 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,67 \cdot 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,011 \rightarrow \beta = 0,9945$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,67 \cdot 10^4}{0,9945 \cdot 31,5 \cdot 348} = 1,53 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, St = 20 cm

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,2M_{oy} = 0,2 \times 3,25 = 0,65 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,65 \cdot 10^4}{100(31,5)^2 \cdot 14,17} = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,004 \beta = 0,998$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,65 \cdot 10^4}{0,998 \cdot 31,5 \cdot 348} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

On adopte: 6T10 / ml, A = 4,71 cm²/ml, St = 15 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

2.8-Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

5.1-Sens longitudinal (y) :

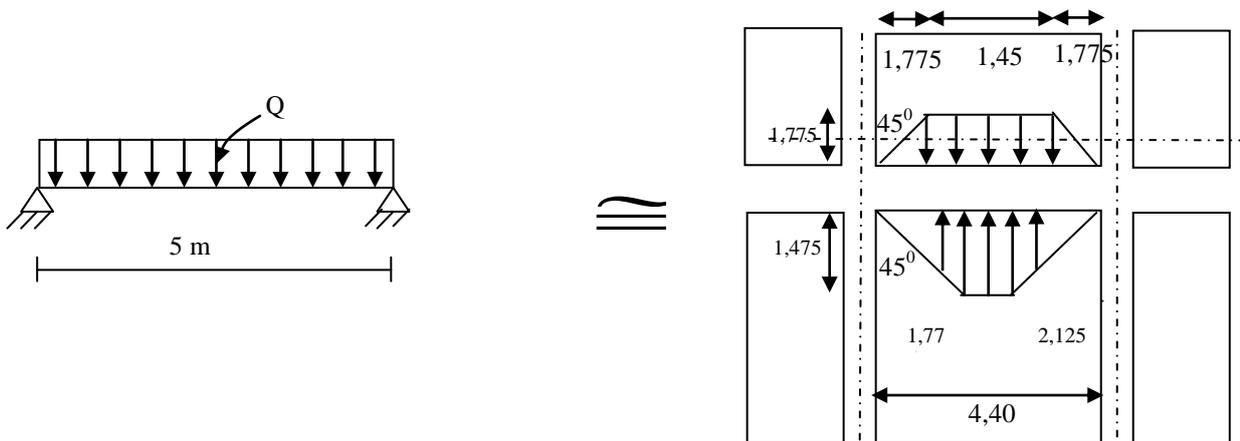


Fig. VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

1.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 2,95$ m

$Ly_1 = 4,40$ m

$Lx_2 = 2,35$ m

$Q = 13,3$ t/m²

Donc :

$$Q' = \frac{13,3}{2} \left[\left(1 - \frac{2,95^2}{3 \times 4,40^2} \right) . 2,95 + \left(1 - \frac{2,35^2}{3 \times 4,70^2} \right) . 2,35 \right] = 30,97 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{30,97 \times 4,40^2}{8} = 74,94 \text{ t.m}$$

1.2- Calcul du ferrailage :**2. a-En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85.74,94 = 63,69 \text{ t.m}, \quad b = 60\text{cm}, \quad h = 80\text{cm}, \quad d = 0,9.h = 72\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{63,69.10^4}{60.(72)^2 . 14,17} = 0,144 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,922$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s . \beta . d$$

$$A_1 = 63,69.10^4 / 348.0,922.72 = 27,56\text{cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 \end{cases} ; \quad A = 32,21\text{cm}^2$$

2. b- En appuis :**b. a-Appuis intermédiaires :**

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5.74,94 = 37,47 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,08 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0,9545$$

$$A_s = 15,66\text{cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil + (4T16) chap. ; $A = 16,08 \text{ cm}^2$.

b. b-Appuis de rive :

$$M_a = 0,2M_0 = 0,2.74,94 = 14,98 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,119 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_s = 7,61\text{cm}^2$$

On adopte : (4T16) ; A = 8.04 cm².

5.2-Sens transversal(x) :

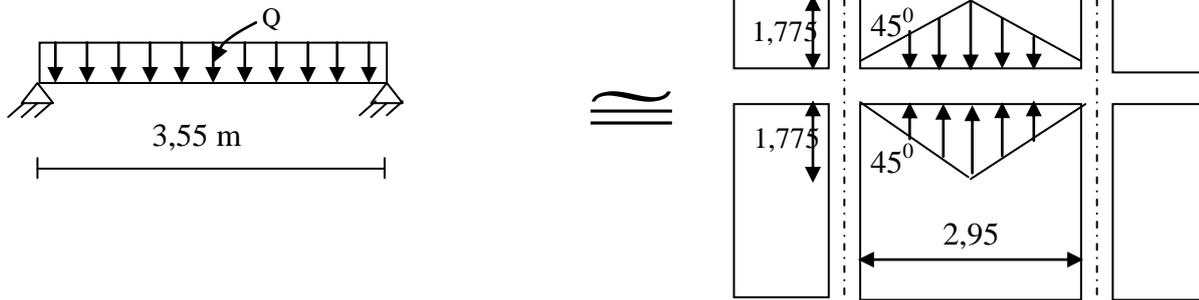


Fig. VIII. 5: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

2.1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : Q = 13,3 t/m²

Lx₁ = 2,95 m

$$Q' = \frac{2}{3} \times 13,3 \times 2,95 = 26,16 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{26,16 \times 2,95^2}{8} = 28,46 \text{ t.m}$$

2.2- Calcul du ferrailage :

2. a-En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 28,46 = 22,77 \text{ t.m}, \quad b = 60 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22,77 \cdot 10^4}{60 \cdot (72)^2 \cdot 14,17} = 0,052 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,77 \cdot 10^4}{0,973 \cdot (72) \cdot 348} = 9,33 \text{ cm}^2.$$

on adopte: $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T14 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T14 \end{cases} ; A = 12,32 \text{ cm}^2$

2. b- En appuis :

b. a- Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \cdot 28,46 = 14,23 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_s = 5,77 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T14) chap. ; A = 6,16 cm².

b. b-Appuis de rive :

$$M_a = 0,2M_o = 0,2 \times 28,46 = 5,69 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu=0,013 \rightarrow \beta=0,9935$$

$$A_s = 2,39 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T12) ; A = 4,52 cm².

2.9-Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : **ha ≥ 2 (80 – 0,1 fe) = 80 cm.**

Dans notre cas h_a=85 cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section (h x b0) = (0,8 x 0,60) m²,

on a : Asp = 3 × 2 (b0 + h) cm² → Asp = 3 × 2 (0,60 + 0,8) = 8,4 cm²

On adopte : 4T20 Fil ; A = 12,56 cm².

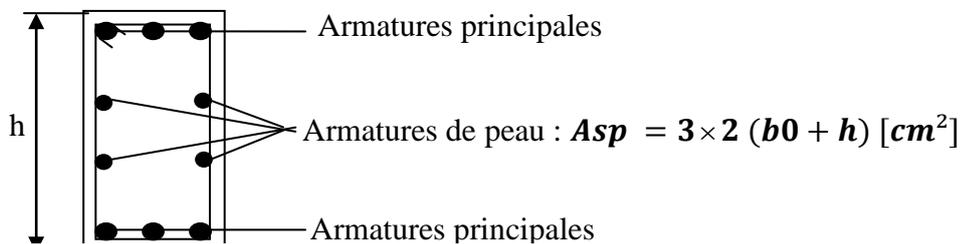


Fig. VIII.6: Schéma des armatures de peau.

2.10-Les vérifications :

7.1- Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 43,82 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{43,82}{0,60 \cdot 0,72 \cdot 100} = 1,01 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4.8-Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_l ; b/10) = \min(22 ; 10 ; 60) = 10 \text{ mm}$$

8.1-Diamètre :

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

8.2-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(20, 12) = 12 \text{ cm}$$

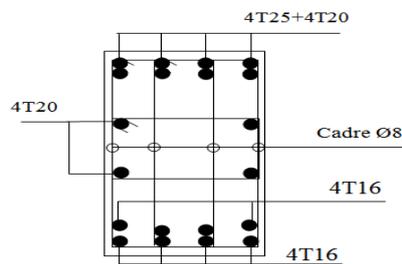
on prend $S_t = 15\text{cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,665 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{60 \cdot 15} = 1,39 > 0,66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$

Sens longitudinal (y)



Sens transversal(x)

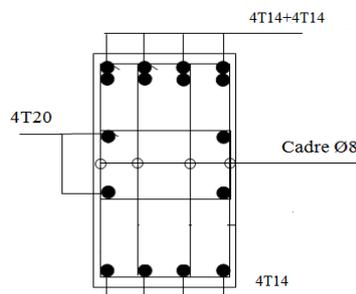


Fig. VIII.7: Schéma des armatures de la poutre de libage

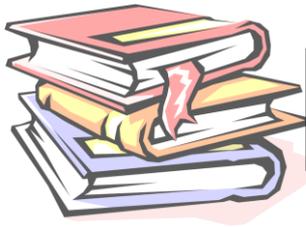
CONCLUSION

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire et de prendre conscience des différents règlements en vigueur en procédant à leur application sur un cas réel.

Cette petite expérience acquise nous a incité non seulement à connaître toutes les étapes pour l'étude d'un bâtiment, mais aussi à utiliser de nouvelles méthodes conçues dans le domaine du Génie civil.

Ce mémoire nous a aussi permis de savoir que l'élaboration d'un projet ne doit pas être seulement basée sur le calcul théorique, mais aussi sur la concordance et la cohérence avec le côté pratique et de prendre conscience que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de construction. Il fait partie d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe ,et Les techniciens chargés du suivi.

Enfin, ce qu'il faut bien retenir, c'est de bien concevoir avant de passer aux calculs.



BEBLIOGRAPHIQUES



📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- *EYROLLES 1992*;*

📖 *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99*

📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*

Outils informatiques

- *Logiciel AUTOCAD*
- *Logiciel ETABS*
- *Logiciel EXCEL*
- *Logiciel WORD*