



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

BENMELIANI Malika

BOUZID Fatima

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
en béton armé R+9 à Tiaret**

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Mr,

Mr, KHILOUN Mokhtar

Mr,

Mr,

Mr,

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le bienveillant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur Khiloun M. Pour les orientations et les conseils qu'il a su nous montrer durant l'évolution de notre projet.

Nous remercions les honorables membres du jury qui nous ont fait l'immense honneur de président d'examiner ce travail.

Nous voudrions aussi remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Merci aussi à tous les membres du Contrôle technique de construction de (Tiaret) Appliqué en Génie Parasismique pour leur soutien et leur aide.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicace

*Je remercie dieu tout puissant de m'avoir
Donné la force et le courage et finir ce modeste
Travail que je dédie*

*À mon cher père, ma chère mère, mes frères et mes sœurs
À toute ma famille, mes cousines et cousins, mes tentes et proches, à mon
binôme FATIMA et sa toute famille*

*À tous les enseignants et professeurs qui ont fortement contribué à ma
formation de puis l'école primaire jusqu'à l'université.*

*Et remercie particulièrement mes meilleurs amies Zohra, Fatima et
Meriem pour toute leur aide, et je les rends un grand hommage pour leur
belle réussite universitaire.*

BENMELIANI MALIKA

Dédicace

*Je remercie dieu tout puissant de m'avoir
Donné la force et le courage et finir ce modeste
Travail que je dédie*

*À mon cher père, ma chère mère, mes frères (Abd Elhak et Mourad) et mes
sœurs*

*À toute ma famille, mes cousines et cousins, mes tentes et proches, à mon
binôme Malika et sa toute famille*

*À tous les enseignants et professeurs qui ont fortement contribué à ma
formation de puis l'école primaire jusqu'à l'université.*

*Et remercie particulièrement mes meilleurs amis pour toute leur aide, et je
les rends un grand hommage pour leur belle réussite universitaire.*

BOUZID FATIMA

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة سكنية من الخرسانة المسلحة ذات طابق أرضي وتسعة طوابق تمت بنائها في ولاية تيارت المصنفة ضمن نشاط زلزالي ضعيف، مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران) مسلحة كما أن لها منظر على شكل مستطيل، ميزة المشروع تتطلب ضمان قوة البناء في مواجهة التأثيرات المختلفة والأخذ بعين الاعتبار الجانب الاقتصادي ثم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر .

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (RPA99 version 2003 CBA93 , BAEL91, ETABS v 9.7.)

كلمات مفتاحية: خرسانة مسلحة، تدعيم مختلط، نموذج، دراسة ديناميكية.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude de l'ossature d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+9) implanté à Tiaret, wilaya classée comme zone de faible sismicité (zone I).

Le bâtiment est de forme rectangulaire, et symétrique en plan qu'en élévations. Sa stabilité est assurée par un système de contreventement mixte (portiques +voiles), vis-à-vis des charges sismiques particulièrement.

L'aspect économique est un facteur important à ne pas omettre et la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

L'étude dynamique a été faite par une modélisation en 3D sur le Logiciel (ETABS v 9.7) basé sur le calcul aux éléments finis.

Mots clés : Ossature, Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique.

Abstract

The aim of this work is the study of the frame structure of dwelling building with use of reinforced concrete (R+9) established in Tiaret ,a town which is classified as a low seismicity zone .

The building is rectangular and symmetrically shaped and its stability is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantry +sails), the specificity of the project need to ensure the strength of our construction in the different effects while taking into account the economic side.

The design was made according to the current building regulations (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). The dynamic study was made by using3D modeling Software (ETABS v 9.6).

Keywords : Frame, reinforced concrete, mixed bracing, modeling, dynamic study.

Notations et symboles

<i>Symboles</i>	<i>Signification</i>
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_0	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 l_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_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En 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_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{t28}	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
n =15	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
ϵ_{st}	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

Liste des tableaux

Tableau –II-1. Charge permanente & surcharge d'exploitation plancher terrasse (inaccessible).....	15
Tableau – II-2. Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant	16
Tableau –II-3. Charge permanente & surcharge d'exploitation dalle pleine terrasse inaccessible sur cage d'escalier.....	16
Tableau –II-4. Charge permanente & surcharge d'exploitation dalle pleine étages courants ...	17
Tableau –II-5. Charge permanente & surcharge d'exploitation dalle pleine auvent (+3.06)....	17
Tableau –II-6. Charge permanente des Murs extérieur.....	18
Tableau –II-7. Charge permanente Murs intérieurs.....	18
Tableau –II-8. La loi de dégression	19
Tableau –II-9. Dimensions des éléments porteurs	27
Tableau–III-1. Récapitulatif des armatures des différents types des balcons.....	38
Tableau –III- 2. Charges est surcharges d'escalier.....	42
Tableau –III- 3. Charges est surcharges de la poutre palière	43
Tableau –III- 4. Vérifications.....	48
Tableau – IV- 1. Les moments sur appuis Plancher étage courant.....	76
Tableau – IV-2. Les moments en travées / Les efforts tranchants.....	77
Tableau – IV-3. Les résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant.....	79
Tableau – IV- 4. Les résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher terrasse	95
Tableau –V-1. Détermination (G,P,W) Niveau :terrasse(30,60m)	108
Tableau –V-2. Détermination (G,P,W) Niveau : 7 ^{ème} →9 ^{ème} Poteaux (40×40).....	109
Tableau –V-3. Détermination (G,P,W) Niveau : 4 ^{ème} →6 ^{ème} Poteaux (45×45).....	109
Tableau –V-4. Détermination (G,P,W) Niveau : 1 ^{ère} →2 ^{ème} →3 ^{ème} Poteaux (50×50).....	110
Tableau –V-5. Niveau : RDC (3,06m) Poteaux (50×50).....	110
Tableau –V- 6. Valeurs des sollicitations obtenues.....	111
Tableau –V- 7. Période et facteur de participation massique.....	113
Tableau –V- 8. Coefficient d'accélération de zone.....	114
Tableau – V- 9. Les déplacements relatifs Sens longitudinal	116
Tableau – V- 10. Les déplacements relatifs Sens transversal	116
Tableau – VI-1. Armatures minimales pour les poteaux.....	127
Tableau –VI-2. Sollicitations du premier genre	128

Tableau –VI–3. Sollicitations du deuxième genre.....	128
Tableau –VI – 4. Ferrailage des poteaux.....	130

Liste des figures

Figure : I - 1. Diagramme parabole-rectangulaire (idéalisé).....	08
Figure : I - 2. Diagramme rectangulaire	08
Figure : I - 3. Diagramme de déformations-contraintes	10
Figure : I - 4. Diagramme des déformations limitées de la section	12
Figure : II - 1. Coupe sur acrotère.....	18
Figure : II - 2. Le poteau (C5) le plus sollicité du plancher.	21
Figure : III - 1. Schéma du ferrailage et coffrage de l'acrotère.....	33
Figure : III - 2 . Schéma représente les types des balcons.	34
Figure : III - 3. Ferrailage dalle pleine	39
Figure : III - 4. Volée d'escalier	40
Figure : III - 5. Vue de dessus de deux volées d'escalier	40
Figure : III - 6. Schéma statique d'une volée + paliers.....	43
Figure : III - 7. Schéma statique de la volée et le palier.	44
Figure : III - 8. Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.....	46
Figure : III - 9. Ferrailage de l'escalier	50
Figure : III -10. Ferrailage de la poutre palière.	54
Figure : III -11. vue en plan de l'ascenseur.....	55
Figure : III -12. Ferrailage du voile et dalle d'ascenseur	68
Figure : IV - 1. Le plancher à corps creux	70
Figure : IV- 2. Coupe sur plancher	71
Figure : IV- 3. Plancher à corps creux	71
Figure : IV-4. Schémas explicatifs.....	73
Figure : IV- 5. Diagramme des moments fléchissant [KN.m] et des efforts tranchants [KN]....	78
Figure: IV-6. Coupe transversale de poutrelle.....	79
Figure: IV-7. Diagramme des contraintes à E.L.S.....	82
Figure: IV-8. Schéma de la bielle d'about.....	86
Figure: IV-9. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	88
Figure: IV-10. Ferrailage de la dalle de compression.....	89
Figure: IV-11. Schéma explicatif.....	90
Figure: IV-12. Schéma explicatif.....	90
Figure: IV-13. Schéma explicatif.....	91
Figure: IV-14. Déssin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.....	102

Figure : V- 1. Spectre de Réponse de calcul $\frac{\delta_a}{g}$	107
Figure : VI- 1. Ferrailage et coffrage poutre principale	125
Figure : VI- 2. Ferrailage et coffrage poutre secondaire	126
Figure : VI- 3. La zone nodale.....	132
Figure : VI- 4. Ferrailage de poteaux (coupe transversale)	132
Figure : VII - 1. Disposition des voiles et poteaux –vue en plan.....	134
Figure : VII –2. Vue en 3D de la structure	135
Figure : VII –3. Disposition des armatures verticales dans les voiles.	141
Figure : VII –4. Disposition du ferrailage du voile.....	142
Figure : VIII-1. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	149
Figure : VIII-2. Représente les armatures de peau	152

S o m m a i r e

Résumé	i
Liste des figures	ii
Liste des tables	iii
Liste des notations	iv
Introduction générale	02

C h a p i t r e - I -

Présentation du projet et généralité

I-1. Présentation du projet	04
I-2. Caractéristiques géométriques de la structure	04
I-2.1. Dimensions en élévation	04
I-2.2. Dimensions en plans	04
I-2.3. Ossature et système constructif adopté	04
I-2.3.1. Ossature	04
I-2.3.2. Planchers	04
I-2.3.3. Escaliers	04
I-2.3.4. Maçonnerie	05
I-2.3.5. Revêtement	05
I-2.3.6. Isolation	05
I-3. Caractéristiques géotechniques du sol	05
I-4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
I-4.1. Le Béton	05
I-4.1.1. Résistance mécanique	06
I-4.1.2. Définition des contraintes de calcul	07
I-4.1.3. Contrainte admissible de cisaillement:	09
I-4.1.4. Modules de déformation longitudinale du béton:	09
I-4.1.5. Coefficient de poisson.....	09
I-4.2. Les Aciers	09

I-4.2.1. Diagramme déformation-contrainte de calcul	10
I-4.2.2. Contraintes limites de traction des armatures	10
I-5. Etats limites	11
I-5.1. E.L.U.R	11
I-5.1.1. Hypothèses de calcul.....	11
I-5.1.2. Règles des trois pivots	12
I-5.2. E.L.S	12
I-5.2.1. Hypothèses de calcul	12
I-5.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	13

Chapitre -II-

Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II-1. Détermination de l'épaisseur du plancher	15
II-2. Descente de charge.....	15
II -2.1. Charge permanente.....	15
II-2.1.1. Plancher terrasse inaccessible	15
II-2.1.2. Plancher étage courant à usage d'habitation.....	16
II-2.1.3. Dalle pleine terrasse inaccessible.....	16
II-2.1.4. Dalle pleine étage courants: séchoirs	17
II-2.1.5. Dalle pleine pour auvent terrasse (inaccessible).....	17
II-2.1.6. Murs de façade (extérieur).....	18
II-2.1.7. Murs intérieurs	18
II-2.1.8. Acrotère en béton armé	18
II-2.2. Surcharge d'exploitation	19
II-2.2.1. Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation	19
II-3. Pré dimensionnement des poutres	20
II-3.1. Pré dimensionnement des poutres principales :.....	20
II-3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :.....	20
II-4. Pré dimensionnement des poteaux:.....	21

II-4.1. Prédimensionnement des poteaux type1: Du RDC jusqu'au 3 ^{ème} étage	21
II-4.1.1. Efforts de compression dus aux charges permanentes Nu	21
II-4.1.2. Efforts de compression dus aux charges d'exploitation NQ.....	22
II-4.1.3. Détermination de la section du poteau (a×b).....	22
II-4.2. Pré dimensionnement des poteaux type2: Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage.....	24
II-4.3. Pré dimensionnement des poteaux type3: Du 7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage.....	26
II-5. Pré dimensionnement des voiles de contreventement	27

Chapitre - III -

Eléments non structuraux

III-1. Acrotère	29
III-1.1. Introduction	29
III-1.2. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité.	29
III-2. Calcul des efforts	29
III-2.1. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section	30
III-3. Calcul du ferrailage (E.L.U.).....	30
III- 3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :.....	30
III-3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section :.....	31
III-4. Vérification des contraintes (E.L.S.):.....	31
III- 4. 1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	32
III- 4.1.1 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}	32
III- 4.1.2. Contrainte de cisaillement	32
III- 4.2. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	32
III-5. Balcon	34
III-5.1. Introduction	34
III-5.2. Exemple de calcul :(Type 1)	34
III-5.2.1. Descente de charge :(Balcon)	34
III-5.2.2. Ferrailage.....	35
III-5.3. Vérifications	35
III-5.3.1. Condition de non fragilité.....	35

III-5.3.2.Contrainte de cisaillement	36
III-5.3.3.Contrainte d'adhérence	36
III-5.4.Vérifications de la flèche.....	37
III-6.Escaliers	39
III-6.1.Introduction	39
III-6.2. Dimensions de l'escalier.....	41
III-6.3. Etude d'un escalier à deux volées.....	41
III-6.4. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U	43
III-6.5.Ferraillage.....	47
III-7. Etude de la poutre palière.....	50
III-7.1.Dimensionnement	50
III-7.2.Charges supportées par la poutre.....	50
III-7.3.Calcul des sollicitations à l'E.L.U	51
III-7.4.Calcul du ferraillage à l'E.L.U	51
III-7.5. Les vérifications.....	51
III-7.6. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	52
III-7.7.Ferraillage des armatures transversales.....	53
III-7.8.Vérification de la section des armatures minimales	53
III-8. Ascenseur	55
III-8.1. Introduction	55
III-8.2. Etude de l'ascenseur	55
III-8.3. Vérification de dalle au poinçonnement.....	58
III-8.4. Distances des rectangles.....	59
III-8.5. Calcul du ferraillage de la dalle.....	61
III-8.6. Les vérifications à l'E.L.S.....	64
III-8.7. Les moments en travées et sur appuis.....	65
III-9 Vérification des contraintes dans le béton	66

Chapitre -IV-

Etude des planches

IV-1. Introduction:	70
---------------------------	----

IV-1.1.Planches à corps creux	70
IV-1.2.Dimensionnement du plancher.....	71
IV-1.2.1. Dimensionnement des poutrelles.....	71
IV-3. Méthode de calcul des poutrelles	72
IV-3.1.Principe de calcul.....	73
IV-3.2.Calcul des poutrelles.....	74
IV-3.3.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	75
IV-4. Exemple de calcul.....	75
IV-4.1. Plancher RDC & étage courants	75
IV-4.2.Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1.....	75
IV-4.3 .Les efforts tranchants	77
IV-4.4. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U.....	80
IV-4.5. Vérification des contraintes à I.E.L.S.....	82
IV-4.5.1. Calcul des contraintes	83
IV-4.6. Calcul des armatures transversales At	83
IV-4.7. Vérification de la flèche.....	87
IV-5.Calcul de ferrailage de la dalle de compression.....	89
IV-6. Plancher terrasse.....	89
IV-6.1. La méthode des trois moments.....	90
IV-6.2. Les types de poutrelle	91
IV-6.3. Calcul du ferrailage des poutrelles : L'ELU	96
IV-6.3.1.Calcul des armatures longitudinales	96
IV-6.3.2.Vérification à L'E.L.S	97
IV-6.3.3. Calcul des contraintes	97
IV-6.4. Calcul des armatures transversales At	98
IV-6.5. Vérification de la flèche :.....	101

Chapitre - V -

Etude sismique

V-Généralités sur les séismes	104
V-1. Introduction	105
V-2.Présentation du logiciel	105
V-3.Evaluation des efforts sismiques	106
V-3.1. Calcul des masses de la structure	108
V-3.2.Détermination des poids (Wt) de la structure	108
V-3.3. Définition des masses	111
V-4. Calcul sismique	112
V-4.1.Calcul des coefficients de participation modale	112
V-4.2. Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent	113
V-4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure	114
V-4.4.Sens longitudinal	115
V-4.5. Sens transversal	115
V-5-Calcul des déplacements	115

Chapitre - VI -

Etude des portiques

VI-1. Introduction	118
VI-1.1. Les combinaisons de calcul.....	118
VI- 2.Ferraillage des poutres.....	118
VI- 2.1. Méthode de calcul.....	118
VI- 2.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales.....	119
VI- 2.3. Exemple de calcul.....	119
VI- 2.3.1. Ferraillage d'une poutre	119
VI- 2.3.2. Vérification du ferraillage de la poutre.....	121
VI-3. Ferraillage des poteaux	126
VI-3.1. Exemple de calcul	127
VI-3.1.1 . Les sollicitations défavorables	127

VI- 3.1. 2. Calcul d'un poteau.....	128
VI- 3.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement	130
VI- 3.2. Calcul des armatures transversales	130

Chapitre - VII -

Etude du voile

VII -1. Introduction	134
VII-2. Le système de contreventement	134
VII-2.1. Armatures verticales	136
VII-2.2. Armatures horizontales.....	137
VII-2.3. Armatures transversales.....	137
VII-3. Ferrailage des voiles	137
VII-3.1. Voile de rive	137
VII-3. 2. Voile intermédiaire	139
VII-4. Disposition des armatures	140
VII-4.1. Armatures verticales	140
VII-4.2. Armatures horizontales	141
VII-4.3. Armatures transversales	141

Chapitre - VIII -

Etude de l'infrastructure

VIII- 1. Calcul des fondations	144
VIII-1.1. Introduction.....	144
VIII-1. 2. Définition	144
VIII-1.2.1. Pré dimensionnement du radier	145
VIII-1.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier.....	145
VIII-1.2.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	146

VIII-1.2.4. Vérification des contraintes.....	146
VIII-1. 2.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier	147
VIII-1.3. Ferrailage du radier	147
VIII-1.3.1. Ferrailage des dalles	147
VIII-1.4. Ferrailage des poutres de libages	149
VIII-2. Armature de peau.	151
VIII-2.1. Contrainte de cisaillement	152
Conclusion	154
bibliographie	

Introduction

Introduction :

Le présent travail consiste à faire le dimensionnement de la structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, implanté à Tiaret (zone I) .Il est composé d'un rez de chaussée et de 9 étages avec un dallage sur terre pleine et contreventé par des voiles et portiques.

Tout au long de notre travail, nous allons s'assuré de la résistance de notre construction aux différents aléas et charges qui s'appliquent sur elle, dans un cadre réglementaire sans perdre de vue de l'aspect économique du projet.

Notre travail est élaboré de la manière suivante :

1. Pré-dimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
2. Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escalier, Ascenseur).
3. Modélisation en 3D et étude sismique avec introduction d'un spectre de réponse conformément au RPA.
4. Calcul des éléments structuraux sous l'effet de sollicitations internes:
 - ▮ Le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre Structure.
 - ▮ Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme.
 - ▮ Etude de l'infrastructure conçue avec un radier général, encastré à -2.0 m dans le bon sol ($\sigma_{sol} = 2.0$ bars).
5. Les documents (plan et annexé) : Dessin du coffrage et ferrailage des différents éléments en béton armé pour permettre la réalisation du projet.

Conclusion

Conclusion

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des structures dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETAPS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Etude de l'infrastructure

VIII.1- Calcul des fondations :

VIII.1.1-Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 02 bar à un ancrage de 2,50 m.

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, 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'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

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, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ✓ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- ✓ Transmettre au sol la totalité des efforts
- ✓ Eviter les tassements différentiels.

VIII.1.2-Définition :

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.

Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité
(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.1.2.1-Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum G_i = 5635,60 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum Q_i = 574,07 \text{ t}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 8469,16 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 6209,67 \text{ t.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 6209,67 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 6209,67/20 = 310,48 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 480,78 \text{ m}^2$.

VIII.1.2.2-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime : } V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande 1m ; } L = 5,20 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 8469,16 / 480,78 = 17,61 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 17,61 \cdot 1 \text{ ml} = 17,61 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 17,61 \times 5,20 / 2 = 45,78 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{45,78 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,30\text{m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 520\text{cm}$$

$$20,80 \leq d \leq 26,00 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 26 + 5 = 31\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm} ; d = 30\text{cm}$$

VIII.1.2.3-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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 57,77 \text{ cm} \leq h \leq 86,66 \text{ cm}$$

On prend : $d=76,50 \text{ cm} ; h = 85 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}.$

VIII.1.2.4-Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,35 \times 480,78 + 0,85 \times 0,50 \times 220,2] = 654,64 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 6209,67 + 654,64 = 6864,31\text{t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{6864,31}{480,78} = 14,27 \text{ t/m}^2 < 25\text{t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,85)^3 / 12 = 0,0255\text{m}^4.$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2.$

b : Largeur de la poutre $b=0,50 \text{ m}.$

K : Coefficient du raideur de sol $k = 1000 \text{ t/m}^3.$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0255}{1000 \times 0,50}} = 5,06\text{m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,20\text{m} < \frac{\pi}{2} . L_e = 7,94\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

VIII.1.2.5-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 14,27 - 0,875 = 13,39 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 13,39 \text{ t/m}^2.$$

VIII.1.3- Ferrailage du radier :

VIII.1.3.1- Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec L_x ≤ L_y.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,3M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

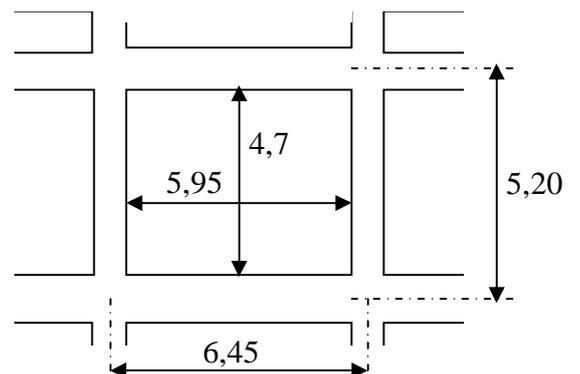
Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 4,70/5,95 = 0,78 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.



$$\alpha = 0,78 \Rightarrow \mu_x = 0,0584 ; \mu_y = 0,5608.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0584 \times 13,39 \times (4,70)^2 = 17,27 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,5608 \times 17,27 = 9,68 \text{ t.m}$$

-En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,85 \times 17,27 = 14,67 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,67 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,115 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,115 \rightarrow \beta = 0,938$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,67 \cdot 10^4}{0,938 \cdot 30 \cdot 348} = 4,98 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T20 / ml** , **A = 15,71 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,85 \times 9,68 = 8,22 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,22 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,22 \cdot 10^4}{0,967 \cdot 30 \cdot 348} = 8,14 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T16 / ml** , **A = 10,05 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

-En appuis :

Appuis de rive :

$$M_{ax} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 17,27 = 5,18 \text{ t.m}$$

$$\mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,18 \cdot 10^4}{0,965 \cdot 30 \cdot 348} = 5,06 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T16 / ml** , **A = 10,05 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

Appuis intermédiaires :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 9,68 = 4,84 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,84 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,037 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,84 \cdot 10^4}{0,981 \cdot 30 \cdot 348} = 4,72 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12 / ml, A = 5,65 cm²/ml, St = 20cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.1.4- 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.

a- Sens longitudinal (y) :

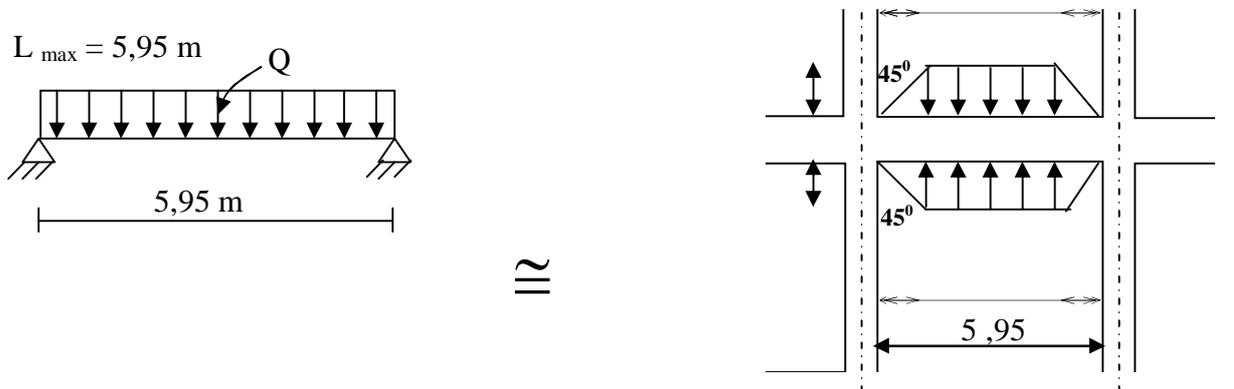


Figure.VIII.1-Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3 \cdot Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3 \cdot Ly_1^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4,70\text{m}$

$$Ly_1 = 5,95\text{m}$$

$$Lx_2 = 4,87\text{m}$$

$$Q = 13,39 \text{ t/m}^2$$

$$Q' = \frac{13,39}{2} \left[\left(1 - \frac{4,70^2}{3 \times 5,95^2} \right) 4,70 + \left(1 - \frac{2,60^2}{3 \times 5,95^2} \right) 2,60 \right] = 41,11 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{41,11 \times 5,95^2}{8} = 181,92 \text{ t.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 181,92 = 154,63 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{154,63 \cdot 10^4}{50 \cdot (76,5)^2 \cdot 14,17} = 0,372 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \exists A'$$

$$\beta = 0,753$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A_1 = 154,63 \cdot 10^4 / 348,0 \cdot 753 \cdot 76,5 = 77,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 15T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 15T20 \end{cases} ; A = 94,24 \text{ cm}^2$$

En appuis :

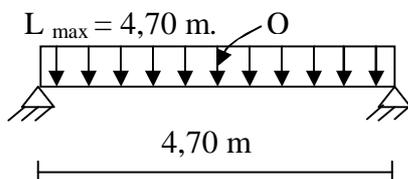
Appuis de rive:

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 0,4 \cdot 181,92 = 72,76 \text{ t.m}$$

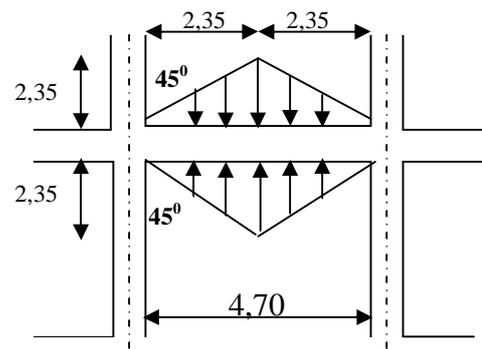
$$\mu = 0,175 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,175 \rightarrow \beta = 0,902$$

$$A_s = 30,30 \text{ cm}^2$$

On adopte : **10T20** ; **A = 31,42 cm²**.**b- Sens transversal(x) :**

≈

**Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

$$\text{Tel que : } Q = 13,39 \text{ t/m}^2$$

$$Lx_1 = 4,70 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \cdot 13,39 \cdot 4,70 = 41,86 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{41,86.4,70^2}{8} = 115,58 \text{ t.m}$$

b.1- Calcul du ferrailage :En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.115,58 = 98,24 \text{ t.m}, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 85\text{cm}, \quad d = 0,9.h = 76,5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{98,24.10^4}{50.(76,5)^2.14,17} = 0,236 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,236 \rightarrow \beta = 0,863$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{98,24.10^4}{0,863.76,5.348} = 42,75 \text{ cm}^2.$$

on adopte: 9T25 ; A = 44,18cm²

En appuis :**Appuis de rive:**

$$M_a = 0,4.M_o = 0,4.115,58 = 46,23 \text{ t.m} \quad b = 50\text{cm} \quad h = 85\text{cm} \quad d = 0,9h = 76,5\text{cm}$$

$$\mu = 0,111 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,111 \rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_s = 18,47\text{cm}^2 (1,2)\text{lit}$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 3T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 3T20 \end{array} \right. ; \quad A = 18,84\text{cm}^2$$

VIII.2. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (85 - 0,1 \text{ fe}) = 85 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$ (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 $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,50) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,85) = 8,10 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 20** ; **A = 12,56cm²**.

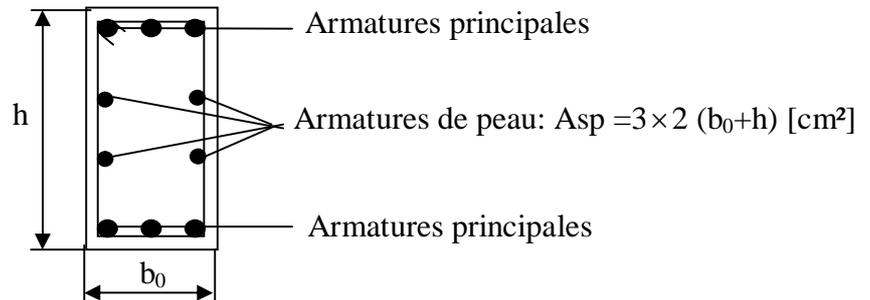


Figure. VIII .2-Représente les armatures de peau.

VIII.2.1- Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 39,83 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{39,83}{0,50 \cdot 0,765 \cdot 100} = 1,04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1 ; b/10) = \min(24,29; 12; 50) = 12 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 12 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(21,25; 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{50(1,04 - 0,3 \times 2,1)15}{0,8 \times 4,71} = 81,60 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, A=4,71cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,52; 0,4 \text{ MPa}) = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,71 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 2,51 > 0,52 \text{ MPa}.....condition vérifiée.$$

Etude des voiles

VII.1-Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical 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 quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

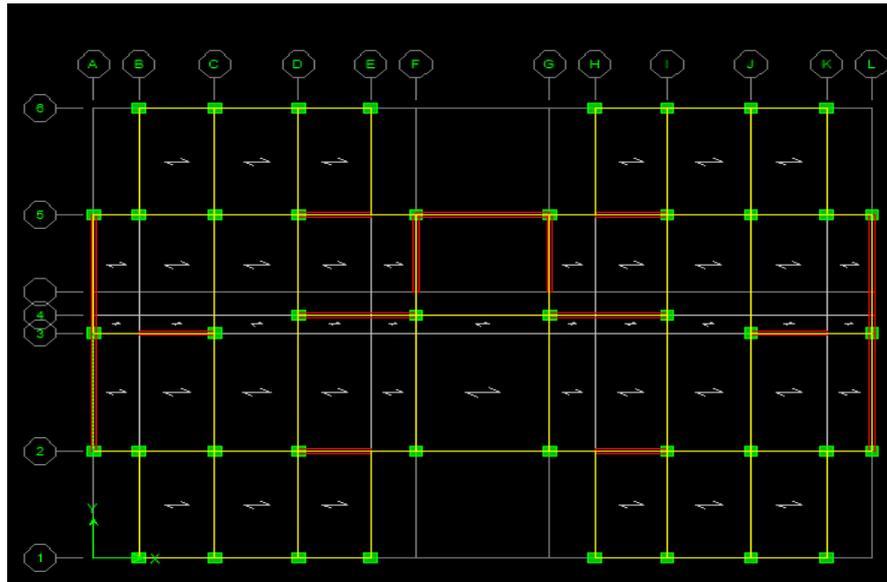


Figure VII – 01. Disposition des voiles et poteaux –vue en plan.

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 sismiques 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:

a) 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).

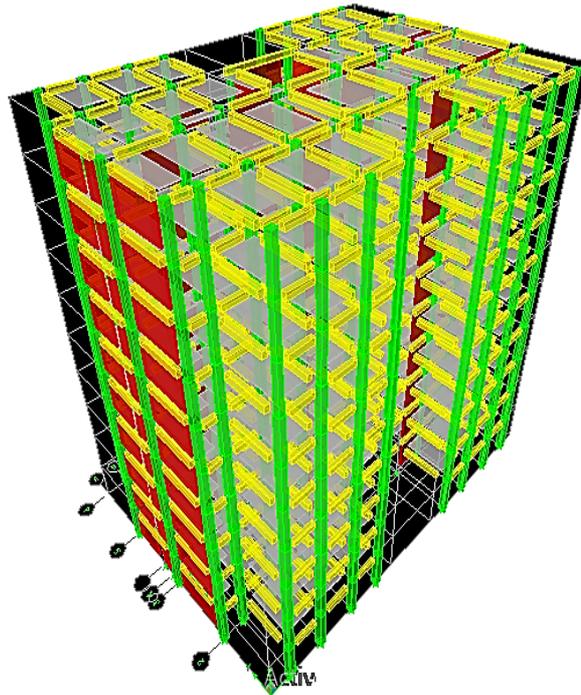


Figure VII – 02. Vue en 3D de la structure

b) 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.

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

La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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^{er} 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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.2.1- 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.

VII.2.2- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

VII.2.3- 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 inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII. 3 - ferrailage des voiles :

Exemple de calcul :

VII. 3.1- voile de rive:

$$A = 1,52 \text{ m}^2$$

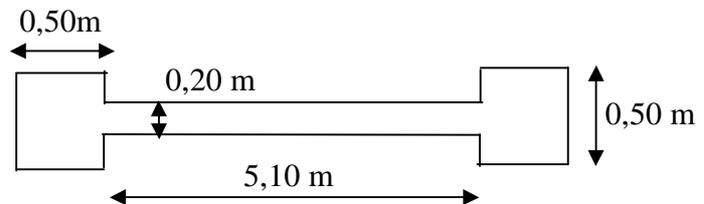
$$I = 2,21 \text{ m}^4$$

$$V = 3,05 \text{ m}$$

$$N = 92,319 \text{ t}$$

$$M = 0,285 \text{ t.m}$$

$$T = 0,139 \text{ t.}$$



Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{92,32 \cdot 10^{-2}}{1,52} + \frac{0,285 \times 3,05 \cdot 10^{-2}}{2,21} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{92,32 \cdot 10^{-2}}{1,52} - \frac{0,285 \times 3,05 \cdot 10^{-2}}{2,21} = 0,60 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ 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).

1- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10).200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

– Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \text{Min} \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \text{Min} \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

– Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \text{Min} \{1, 5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \text{Min} \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc: $St \leq \text{min} \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml.**

2- 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 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

- 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/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m².**

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{0,00139.1,4}{0,20.5,10} = 0,0019 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,0019 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VII.3.2- Voile intermédiaire :

$$A = 0,71 \text{ m}^2.$$

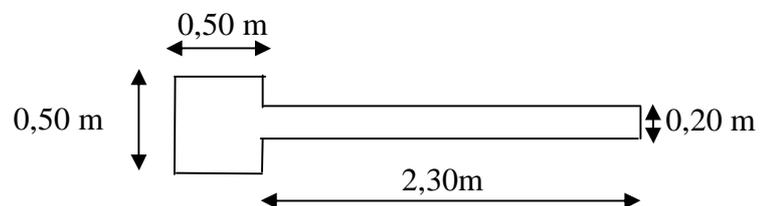
$$I = 0,20 \text{ m}^4 .$$

$$V = 1,15 \text{ m}.$$

$$N = 126,45 \text{ t}.$$

$$M = 0,551 \text{ t.m} .$$

$$T = 0,23 \text{ t}.$$



Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{126,45.10^{-2}}{0,71} + \frac{0,55.1,15.10^{-2}}{0,20} = 1,81 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{126,45.10^{-2}}{0,71} - \frac{0,55 \times 1,15.10^{-2}}{0,20} = 1,75 \text{ MPa} .$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ 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).

1- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \text{Min} \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \text{Min} \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \text{min} \{1, 5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \text{min} \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

Donc: $St \leq \text{min} \{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{R.P.A 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml.**

2- 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 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, 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/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m².**

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{0,0023.1,4}{0,20.2,30} = 0,007 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,007 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.4-Disposition des armatures :**VII.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 $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$ Condition. Vérifiée

$$L=510\text{ cm} \rightarrow L/10 = 51\text{ cm.}$$

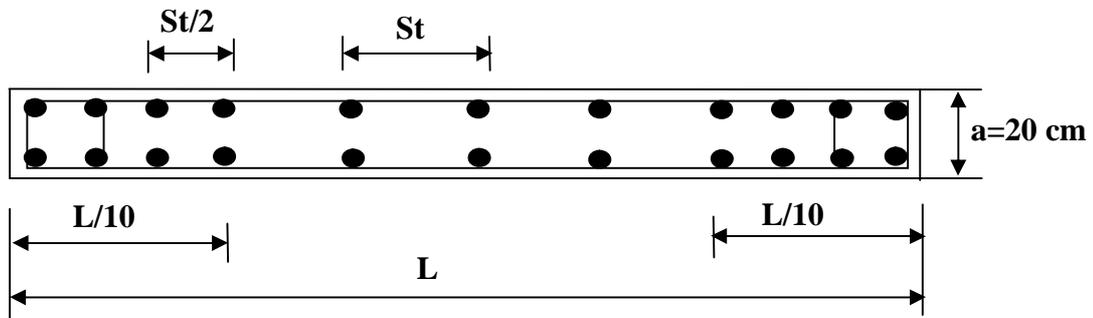


Figure.VII. 3-Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.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.

VII.4.3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

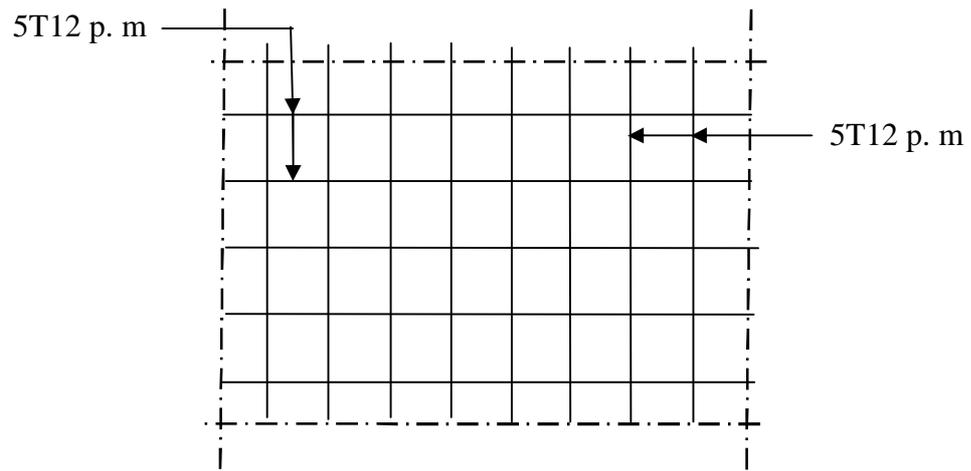


Figure.VII.4-Disposition du ferrailage du voile.

Ferrailage des portiques

VI-1. Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI- 1.1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrillés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{array}{l}
 \text{– Poutres :} \\
 \text{– Poteaux :}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\
 \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \\
 \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\
 \text{Sollicitations du 2éme genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases}
 \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI- 2.Ferrailage des poutres :**VI- 2.1. Méthode de calcul :**

En cas générale, 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.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{éme} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{éme} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI- 2.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI- 2.3. Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI- 2.3.1. Ferrailage d'une poutre :

1) L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 5,35 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 10,41 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,51 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{104,15 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,128 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,931$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{104,15 \times 10^3}{0,931 \times 40,5 \times 348} = 7,93 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 + 3T12 ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 2,74 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 6,35 \text{ t.m} \end{cases} \Leftrightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,43 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{63,55 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,078 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,959$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{63,55 \times 10^3}{0,959 \times 40,5 \times 348} = 4,70 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T16 ce qui nous donne $A = 6,03 \text{ cm}^2$.

2) L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale intermédiaire, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 11,28 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 10,36 \text{ t.m} \end{cases} \Leftrightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,08 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{103,61 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,127 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,931$

La section d'acier:

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{103,61 \times 10^3}{0,931 \times 40,5 \times 348} = 7,89 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 + 3T12 ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 8,06 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 6,30 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,27 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{80,6 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,099 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,947$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{80,6 \times 10^3}{0,947 \times 40,5 \times 348} = 6,03 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T14 + 3T12 ce qui nous donne $A = 8,01 \text{ cm}^2$

VI- 2.3.2. Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 7,087 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{6,60 \times 10}{35 \times 40,5} = 0,46 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12,85 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement:

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 11,25 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,23 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 35}{235} = 0,059 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,23 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,007 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2) } \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,007S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,105 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T = 6,60 \text{ t} ; M_{ap} = 10,41 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{10,41}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 28,55 \text{ t} > 4,93 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about:

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ OÙ } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 6,60 \times 1,5}{0,8 \times 35 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,0028 \text{ m} = 0,28 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(31 \text{ cm}; 36,45 \text{ cm}) = 31 \text{ cm}; a > 0,28 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures:

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 66,04kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{66,04 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre principale (b = 35 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets:

$$\text{Crochets courant d'angle de } 90^\circ : L_2 = d - (c + \Phi/2 + r); L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 27,2 \text{ cm} \\ L_1 = 2,89 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 27,1 \text{ cm} \\ L_1 = 2,94 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement:

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 8,10 \text{ t.m} ; A = 8,01 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 17,5y^2 + 120,15y - 4866,07 = 0 \rightarrow y = 13,59 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{35 \times 13,59^3}{3} + (15 \times 8,01 \times (40,5 - 13,59)^2) \\ &= 116288,69 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,10 \times 10^4}{116288,69} \times 13,59 = 9,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

1/ terrasse :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t\ ser} = 4,95 \text{ t.m} ; A_s = 8,01 \text{ cm}^2 ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0\ ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(6,66 + 0,28) \times 5,60^2}{8} = 27,20 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{560} = 0,07 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{40}{560} = 0,07 > \frac{4,95}{10 \times 27,20} = 0,018 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{8,01}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 36} = 0,007 < \frac{8,01}{400} = 0,020 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

2/ étage courant :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t\ ser} = 4,95 \text{ t.m} ; A_s = 8,01 \text{ cm}^2 ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0\ ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(7,40 + 0,42) \times 5,6^2}{8} = 30,65 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{560} = 0,07 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{40}{560} = 0,07 > \frac{4,95}{10 \times 30,65} = 0,016 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{8,01}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 36} = 0,007 < \frac{8,01}{400} = 0,020 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans les tableaux suivants :

Poutre principale (35×45) cm² :

Poutre de rive :

Sens y	Section	M _{sp1}	M _{sp2}	A _s	Armatures adoptées	A _s adoptées
PP (35 X 45 cm ²)	Appui	5,35 t.m	10,41 t.m	7,93 cm ²	3T14 + 3T12	8,01 cm ²
	Travée	2,74 t.m	6,35m.t	4,70 cm ²	3T16	6,03 cm ²

Poutre intermédiaire :

Sens y	Section	M _{sp1}	M _{sp2}	A _s	Armatures adoptées	A _s adoptées
PP (35 X 45cm ²)	Appui	11,28 t.m	10,30t.m	7,89 cm ²	3T14 + 3T12	8,01 cm ²
	Travée	8,06 t.m	6,30t.m	6,03 cm ²	3T14 + 3T12	8,01 cm ²

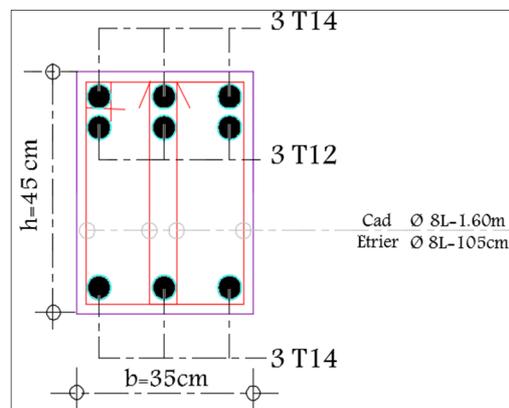


Figure : VI- 1. Ferraillage et coffrage poutre principale.

Poutre secondaire (30×40) cm² :

Poutre de rive :

Sens x	Section	M_{sp1}	M_{sp2}	A_s	Armatures adoptées	A_s adoptées
Ps (30 X 40 cm ²)	Appui	7,10 t.m	9,42 t.m	8,31 cm ²	3T16 + 3T12	9,42 cm ²
	Travée	6,80 t.m	9,18t.m	8,06 cm ²	3T16 + 3T12	9,42 cm ²

Poutre intermédiaire :

Sens x	Section	M_{sp1}	M_{sp2}	A_s	Armatures adoptées	A_s adoptées
Ps (30 X 40 cm ²)	Appui	4,52 t.m	4,89 t.m	4,09 cm ²	2T12 + 2T14	5,34 cm ²
	Travée	6,27t.m	6,32t.m	5,37 cm ²	3T16	6,03 cm ²

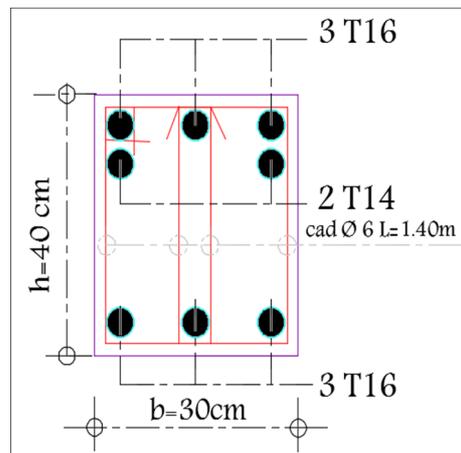


Figure : VI- 2. Ferrailage et coffrage poutre secondaire

VI-3. Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, 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 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle:} \\ \text{Situation normale :} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- 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 niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI -1. Armatures minimales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S$	$A_{max 1} = 4\% \times S$
Type 1 (50 x 50 cm ²)	17,50 (cm ²)	100 (cm ²)
Type 2 (45 x 45 cm ²)	14,18 (cm ²)	81 (cm ²)
Type 3 (40 x 40 cm ²)	11,20(cm ²)	64(cm ²)

VI-3.1. Exemple de calcul :

VI-3.1. 1. Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI -2. Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (50 x 50 cm ²)	Type 2 (45x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	184,02	121,27	6,63
	M_{cor}	0,067	0,52	0,89
B	N_{min}	39,76	20,72	2,35
	M_{cor}	0,78	1,102	1,81
C	M_{max}	1,94	3,38	4,53
	N_{cor}	110,51	50,87	11,06

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI -3. Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (50 x 50 cm ²)	Type 2 (45 x 45 cm ²)	Type 3 (40 x 40 cm ²)
Combinaison				
A	N_{max}	151,56	91,74	49,89
	M_{cor}	0,49	3,12	1,33
B	N_{min}	64,43	16,38	0,61
	M_{cor}	0,70	1,93	0,33
C	M_{max}	5,16	6,74	7,23
	N_{cor}	3,89	24,46	20,31

VI-3.1. 2. Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

1. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

2. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

3. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI - 4. Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} 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)		
Type 1 (50 x 50 cm ²)	A	184,02	41,47	0	151,56	34,59	0	17,5	2T20+1T16/ A= 16,6cm ²
	B	39,76	9,72	0	64,43	15,20	0		
	C	110,51	26,85	0	20,31	13,81	0		
Type 2 (45 x 45 cm ²)	A	121,27	24,74	0	91,74	21,46	0	14,18	2T16+1T14/ A=11,12cm ²
	B	20,72	5,24	0	16,38	5,19	0		
	C	50,87	13,53	0	24,46	11,49	0		
Type 3 (40 x 40 cm ²)	A	6,63	12,46	0	0,61	10,08	0	11,20	3T14+3T16/ A=10,65
	B	2,35	2,22	1,50	49,89	0,45	0,30		
	C	11,06	6,47	4,50	20,31	10,66	7,65		

VI-3.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (50 x 50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,65 \times 10^2}{50 \times 47,5} = 0,069 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,069 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI-3.2.Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,28 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75 \text{ (d'après le RPA)}$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 165}{50 \times 235} = 0,78 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow 0,25\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,25\% \times 10 \times 50 = 1,25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,25\% \times 15 \times 50 = 1,87 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10/15 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$< 2,01 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$

f) 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. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

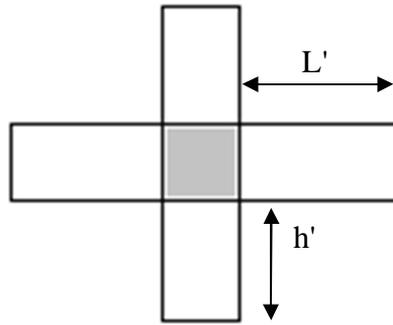


Figure : VI- 3. La zone nodale.

Vérification avec effort normal réduit sous G+Q+E

Suivant l'article 7.4.3.1 du RPA 99/2003 : la condition suivante est vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1365,08 \times 10}{48 \times 48 \times 25} = 0,24 < 0,30$$

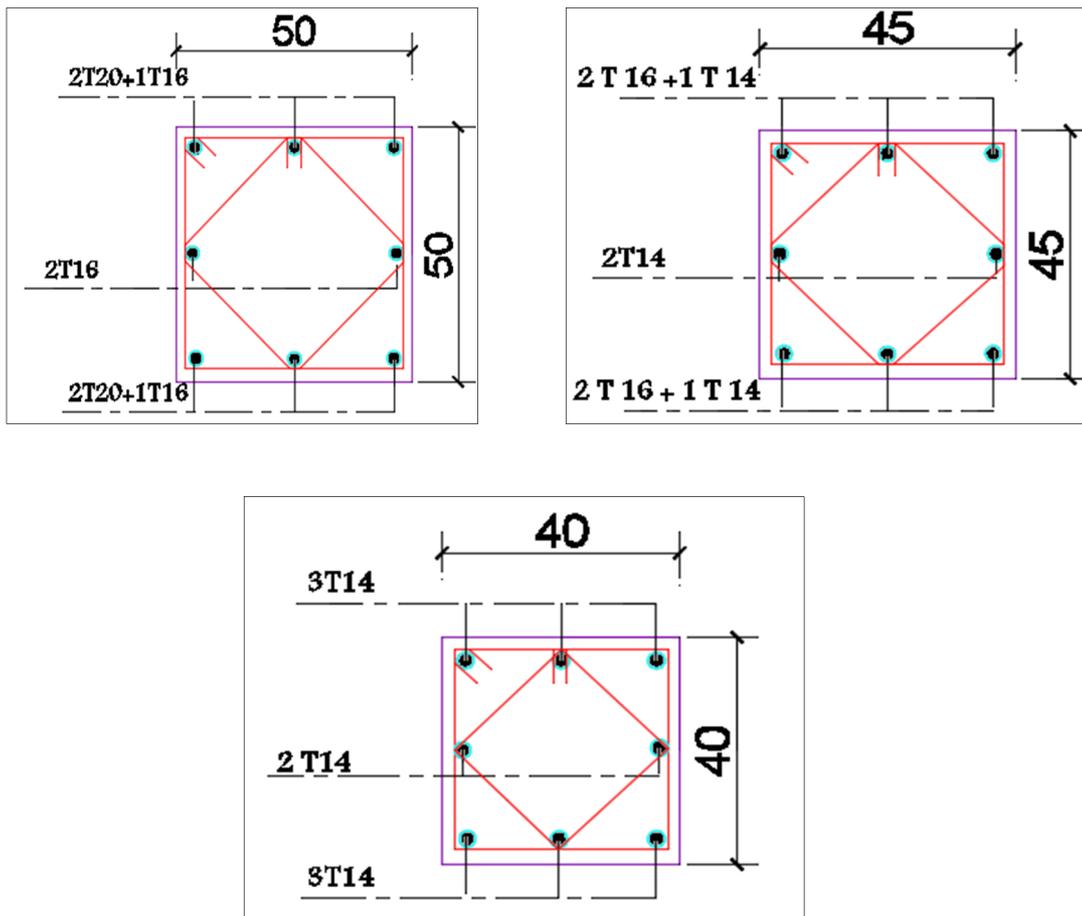


Figure : VI- 4. Ferraillage des poteaux (coupe transversale)

Etude sismique

V- Généralités sur les séismes :

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie « secousse ». C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre. Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes: éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de boumerdes le 21 mai 2003.

V- 1. 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.

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.
- **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.

- Méthode de calcul :

On applique la méthode statique équivalente

- Article 4.1.2 de RPA:(Zone I et groupe d'usage 2, la hauteur du bâtiment atteint de 33,60 m).
Tout fois cette méthode sera utilisée pour vérification.

La réglementation parasismique algérienne RPA99/V2003 est le support réglementaire pour toutes les vérifications.

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation); les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel calcul et ceci on adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V- 2. Présentation du logiciel :

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel **Etabs 9.7** celui c'est un programme de calcul statique et dynamique de structure à comportement linéaire mis au point à l'université de Berkeley en Californie aux états unis d'Amérique.

Nous avons fait appel au logiciel «**Etabs 9.7**» pour déterminer:

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.
- Les sollicitations internes (M, N, T)

V- 3. Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

$\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 + \Sigma P_q$)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

- Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,50$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Zone sismique I } $\Rightarrow A = 0.1$
 - Groupe d'usage 2 }

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{-Portique en béton armé.} \\ \text{-Remplissage léger.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,8819 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

- Mixte portiques/voiles avec interaction : R =5.
- Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

- Critères :

- 1 - Conditions minimales sur les files de contreventement.
- 2 - Redondance en plan.
- 3 - Régularité en élévation.
- 4 - Régularité en plan
- 5 - Contrôle de qualité de matériaux.
- 6 - Contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1,2$$

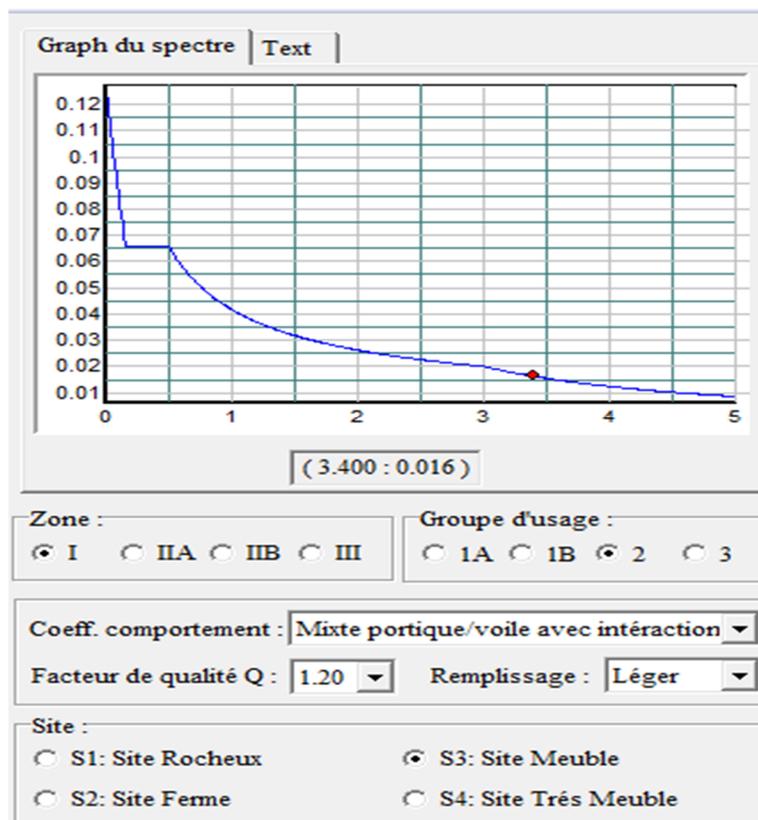


Figure : V- 1. Spectre de Réponse de calcul $\frac{\delta_a}{g}$

V- 3.1. Calcul des masses de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d’exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation

Pour notre projet $\beta = 0,2$

V- 3.2. Détermination des poids (W_i) de la structure :

Tableau -V-1. Détermination (G,P,W) Niveau :terrasse(30,60m)

Niveau : terrasse $S = 420,72m^2$	G(t)
Plancher: $G \times S = 0,604 \times 420,72$	254,11
Poteaux: $n \times b \times h \times \gamma_b \times (ht/2) = 44 \times 0,40 \times 0,40 \times 2,5 \times (3,06/2)$	26,93
Poutre principal: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,45 \times 2,5 \times 125,5$	49,41
Poutre secondaire: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 94,70$	28,41
Mur extérieur: $0.8.Gm \times \sum L \times (ht/2) = 0,8 \times 0,288 \times 1,53 \times 109$	38,42
Mur voile: $ep \times \gamma_b \times \sum L \times (ht/2) = 0,2 \times 2,5 [23,4 \times 1.53]$	17,90
l’ acrotère: $0,1975 \times 112,60$	22,24
$\sum G$	437,42
$P = Q \times S = 0,10 \times 420,72$	42,07
$W = G + (P \times \beta) = 437,42 + (42,07 \times 0,2)$	445,83

Tableau -V-2. Détermination (G,P,W) Niveau : 7^{ème} →9^{ème} (Poteaux (40×40))

Niveau :7 ^{ème} →9 ^{ème} ;S=420,72 m ² ; Poteaux(40×40)		G(t)
Plancher: $G \times S = 0,544 \times 420,72$		228,87
Poteaux: $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 2,5 \times 0,40 \times 0,40 \times (3,06) \times 44$		53,85
Poutre principal: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,35 \times 0,45 \times 125,5$		49,41
Poutre secondaire: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,30 \times 0,40 \times 94,70$		28,41
Mur extérieur: $0.8.Gm \times \sum L \times ht = 0,8 \times 0,288 \times 3,06 \times 109$		76,84
Mur voile: $ep \times \gamma_b \times \sum L \times ht = 0,2 \times 2,5 [23,40 \times 3,06]$		35,80
L'escalier: $G_{esc} \times S_{esc} = 2,7 \times (1 + 1,40) \times 4,86 + 2,7 \times 2,4 \times 7,27$		78,60
	$\sum G$	551,78
	$P = Q \times S = 0,15 \times 470,72 + 0,25 \times 13,58$	66,50
	$W = G + (P \times \beta) = 551,78 + (66,50 \times 0,2)$	565,08

Tableau -V-3. Niveau : 4^{ème} →6^{ème} (Poteaux (45×45))

Niveau :4 ^{ème} →6 ^{ème} ; S=420,72 m ² Poteaux(45×45)		G(t)
Plancher: $G \times S = 0,544 \times 420,72$		228,87
Poteaux: $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 2,5 \times 0,45 \times 0,45 \times (3,06) \times 44$		68,16
Poutre principal: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,35 \times 0,45 \times 125,50$		49,41
Poutre secondaire: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,30 \times 0,40 \times 94,70$		28,41
Mur extérieur: $0.8.Gm \times \sum L \times ht = 0,8 \times 0,288 \times 3,06 \times 109$		76,84
Mur voile: $ep \times \gamma_b \times \sum L \times (ht) = 0,2 \times 2,5 [23,40 \times 3,06]$		35,80
L'escalier: $G_{esc} \times S_{esc} = 2,7 \times (1 + 1,40) \times 4,86 + 2,7 \times 2,4 \times 7,27$		78,60
	$\sum G$	566,09
	$P = Q \times S = 0,15 \times 420,72 + 0,25 \times 13,58$	66,5
	$W = G + (P \times \beta) = 566,09 + (66,50 \times 0,2)$	579,39

Tableau -V-4. Niveau : 1^{ère} → 2^{ème} → 3^{ème} (Poteaux (50×50))

Niveau : 1 ^{ère} → 2 ^{ème} → 3 ^{ème} ; S=420,72 m ² ; Poteaux(50×50)		G(t)
Plancher: $G \times S = 0,544 \times 420,72$		228,87
Poteaux: $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 2,5 \times 0,50 \times 0,50 \times (3,06) \times 44$		84,15
Poutre principal: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,35 \times 0,45 \times 125,5$		49,41
Poutre secondaire: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,30 \times 0,40 \times 94,70$		28,41
Mur extérieur: $0.8.Gm \times \sum L \times ht = 0,8 \times 0,288 \times 3,06 \times 109$		76,84
Mur voile: $ep \times \gamma_b \times \sum L \times ht = 0,2 \times 2,5 [23,40 \times 3,06]$		35,80
L'escalier: $G_{esc} \times S_{esc} = 2,7 \times (1 + 1,40) \times 4,86 + 2,7 \times 2,4 \times 7,27$		78,60
	$\sum G$	582,08
	$P = Q \times S = 0,15 \times 470,72 + 0,25 \times 13,58$	66,50
	$W = G + (P \times \beta) = 582,08 + (66,50 \times 0,2)$	595,38

Tableau -V-5. Niveau : RDC (3,06m) Poteaux (50×50)

Niveau : RDC (3,06m) S=370,14m ² Poteaux (50×50)		G(t)
Plancher: $G \times S = 0,544 \times 420,72$		228,80
Poteaux: $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht = 2,5 \times 0,50 \times 0,50 \times 4,59 \times 44$		126,22
Poutre principal: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,35 \times 0,45 \times 125,50$		49,41
Poutre secondaire: $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 2,5 \times 0,30 \times 0,40 \times 94,70$		28,41
Mur extérieur: $0.8.Gm \times \sum L \times ht = 0,8 \times 0,288 \times 4,59 \times 109$		115,27
Mur voile: $ep \times \gamma_b \times \sum L \times ht = 0,2 \times 2,5 [23,40 \times 4,59]$		53,70
L'escalier: $G_{esc} \times S_{esc} = 2,7 \times (1 + 1,40) \times 4,86 + 2,7 \times 2,4 \times 7,27$		78,60
	$\sum G =$	680,41
	$P = Q \times S = 0,15 \times 420,72 + 0,25 \times 13,58$	66,50
	$W = G + (P \times \beta) = 680,41 + (66,50 \times 0,2)$	693,71

V- 3.3. Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$D'où: I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg}) .$$

I_M : inertie massique (t.m²).

M:masse sismique qui égale au rapport W/g.

W: Le poids de chaque niveau .

g : L'accélération de pesanteur 9,81.

S :Surface du plancher.

I_{xg} :Inertie du plancher suivant l'axe X.

I_{yg} :Inertie du plancher suivant l'axe Y.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur

Tableau -V- 6. Valeurs des sollicitations obtenues

N	Im (t,m ²)	Masse Sismi. m(t)	I _{yg} (m ⁴)	I _{xg} (m ⁴)	X _g (m)	Y _g (m)	0,05L (m)	X _g (m)	Y _g (m)	S	W (t)
RDC	11086,88	70,71	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	693,71
1 ^{er}	9515,81	60,69	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	595,38
2 ^{ème}	9515,81	60,69	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	595,38
3 ^{ème}	9515,81	60,69	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	595,38
4 ^{ème}	9260,23	59,06	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	579,39
5 ^{ème}	9260,23	59,06	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	579,39
6 ^{ème}	9260,23	59,06	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	579,39
7 ^{ème}	9031,31	57,60	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	565,08
8 ^{ème}	9031,31	57,60	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	565,08
9 ^{ème}	7124,70	45,44	20765,22	45201,03	15,35	11,90	1,535	16,88	13,43	420,72	445,83

$$\begin{cases} XG = xg + 0,05Lmax \\ YG = yg + 0,05Lmax \end{cases}$$

V.4. Calcul sismique :**Nombre de mode à considérer :**

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

V.4.1-calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 5794,01 \text{ t}$$

Le logiciel etabs donne directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- Sens longitudinal:

$$\sum \alpha_x = 92,2960 \% > 90 \% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 92,5476 \% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau -V- 7. Période et facteur de participation massique

Mode	Période	facteur de participation massique		
		UX	UY	UZ
1	0,497807	67,6079	0,0139	0
2	0,421549	0,0319	69,4158	0
3	0,320414	3,7315	0,0754	0
4	0,141414	15,2286	0,0000	0
5	0,130194	0,0000	16,2294	0
6	0,094050	0,0000	0,1983	0
7	0,089811	0,5320	0,0000	0
8	0,082145	0,0000	3,5577	0
9	0,077342	0,0084	0,0000	0
10	0,074498	5,1314	0,0000	0
11	0,073097	0,0243	0,0000	0
12	0,071263	0,0000	3,0570	0

V- 4.2. Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

Tableau -V- 8. Coefficient d'accélération de zone.

Groupe	Zone			
	I	Iia	Iib	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,1 \\ Q = 1,20 \\ R = 5 \end{cases}$$

$$W = 5794,01 \text{ t}$$

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

- Sol meuble \Rightarrow site S3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,50 \text{ sec}$.

V- 4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 33,6 \text{ m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} T = C_t h_n^{3/4} = 0,05 \times 33,60^{3/4} = 0,69 \text{ sec} \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09 \times \frac{33,60}{\sqrt{28,6}} = 0,56 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T = 0,56 \text{ sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,56} \right)^{2/3} = 2,04$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,1 \times 2,04 \times 1,20}{5} \times 5794,01 = 283,67 \text{ t}$$

$$V_x = V_y = V$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

V-4.4.Sens longitudinal :

$$V_{dx} = 315,34 \text{ t} > 80\% V_{st} = 0,8 \times 283,67 = 226,93 \text{ t} \quad \text{_____} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V-4.5. Sens transversal :

$$V_{dy} = 323,71 \text{ t} > 80\% V_{st} = 0,8 \times 283,67 = 226,93 \text{ t} \quad \text{_____} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V-5.Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k \quad \text{avec} \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; R= 5.

δ_{ek} : Déplacement dus aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau – V-9. Les déplacements relatifs Sens longitudinal

Sens longitudinal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
9	0,0056	0,028	0,003
8	0,0050	0,025	0,003
7	0,0044	0,022	0,003
6	0,0038	0,019	0,004
5	0,0031	0,015	0,003
3	0,0024	0,012	0,003
3	0,0018	0,009	0,003
2	0,0012	0,006	0,003
1	0,0006	0,003	0,002
RDC	0,0002	0,001	/

Tableau – V-10. Les déplacements relatifs Sens transversal

Sens transversal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
9	0,0077	0,039	0,001
8	0,0076	0,038	0,008
7	0,006	0,030	0,004
6	0,0051	0,026	0,004
5	0,0042	0,021	0,004
4	0,0033	0,017	0,005
3	0,0024	0,012	0,0045
2	0,0015	0,0075	0,0035
1	0,0008	0,004	0,0025
RDC	0,0003	0,0015	/

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e=0,0306$; donc la condition est vérifiée.

Etude des planchers

IV-1. Introduction:

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont:

Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations;

Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles);

Assurer l'isolation thermique(en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages;

Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux) ;

On peut distinguer deux grandes classes de planchers:

Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels>>;

Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

IV-1. 1. Planches à corps creux:

Le plancher à corps creux est utilisé dans tous dans les bâtiments et particulièrement ceux de d'habitation (surcharges modérées).

Le plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé de faible épaisseur (4 à 6 cm). Les corps creux ou hourdis sont généralement en béton (il existe des corps creux en produits rouges), ils sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher;

Les poutrelles en béton armé (coulées sur place ou préfabriquées) ont la forme en << Té >> renversé, les armatures sont entièrement enrobées dans le béton;

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudé).

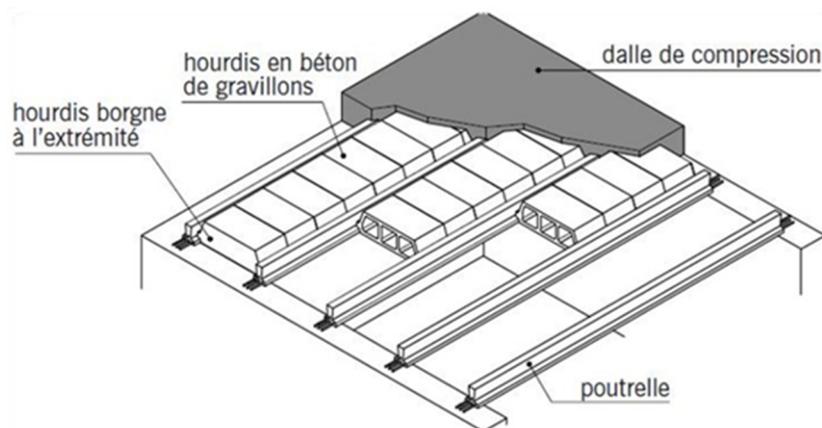


Figure - IV- 1. Le plancher à corps creux

IV-1. 2. Dimensionnement du plancher:

Nous avons un plancher à corps creux :

- 20 cm : Corps creux
- 04 cm : Dalle de compression

IV-1. 2.1. Dimensionnement des poutrelles :

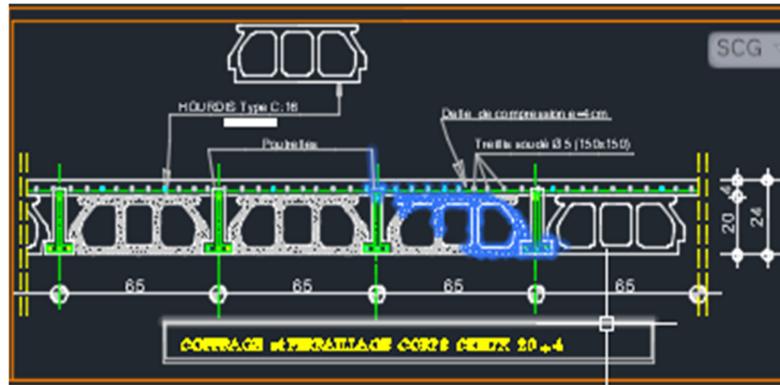


Figure - IV- 2. Coupe sur plancher

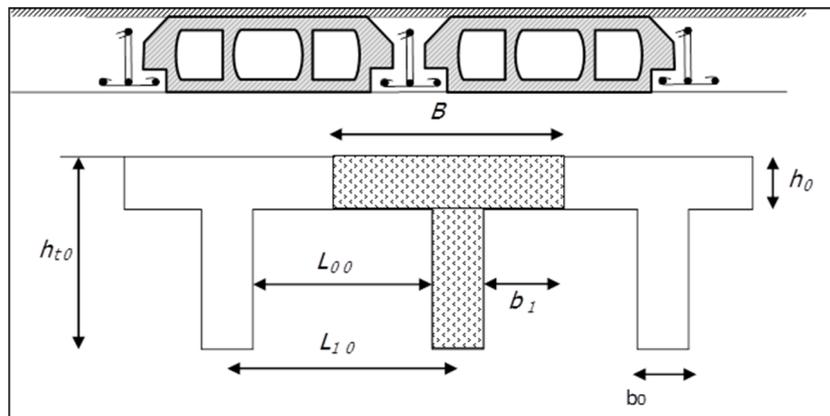


Figure - IV- 3. Plancher à corps creux

h_f	Hauteur de la nervure	$h_f = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$
h_0	Hauteur de la dalle de compression	$h_0 = 4 \text{ cm}$
b_0	Largeur de la nervure	$b_0 = 12 \text{ cm}$
L_0	$L_0 = 2 \times b_1$	
L	La longueur max	$L = 4,85 \text{ m}$
B	Largeur de la poutrelle	$B = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$
H_f	La hauteur du plancher	

Selon les règles B.A.E.L91

$$\left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} : \text{corps creux} \\ 4\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur du plancher } h_t=24 \text{ cm} \\ \text{Épaisseur de la dalle de compression } h_0=4 \text{ cm} \\ \text{Largeur de la nervure } b_0=12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{485} = 0,049 > 0,0444 \right) \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{485} = 0,049 > \frac{8,21}{15 \times 4,98} = 0,110 \right) \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12 \cdot 18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 48,5\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, h_t = 24 \text{ cm}$$

IV- 3. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable que si les conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5\text{kn}/\text{m}^2)$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 $\left(0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25\right)$.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

IV- 3.1. Principe de calcul :

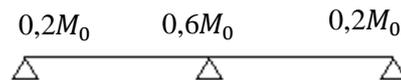
Les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques "M0" de la travée indépendante.

Avec :

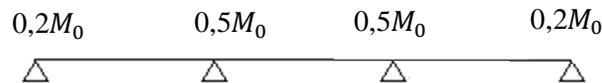
- M0 Le Moment maximal dans la travée indépendante.
- M_t Le Moment maximale dans la travée étudiée.
- M_w Le Moment sur l'appui gauche de la travée.
- M_c Le Moment sur l'appui droit de la travée.
- α Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G+Q)$.

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Figure - IV- 4.Schémas explicatifs.

- b) Principe de calcul de l'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 B.A.E.L 91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

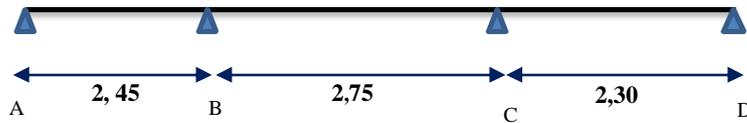
IV- 3.2. Calcul des poutrelles :

1. Type de poutrelles:

– Plancher RDC et étage courants

Dans notre cas, on a trois types de poutrelles :

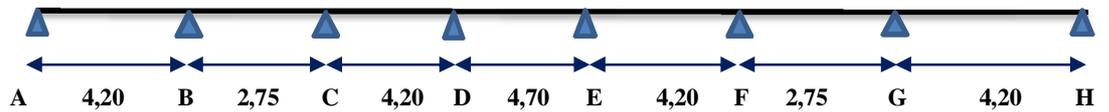
1^{er} Type :



2^{ème} Type :



3^{ème} Type :



2. Les combinaisons de charges:

Plancher étage courant:

$$G = 5,44 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Q_{ult} &= 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,24 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4,51 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

– **Plancher terrasse:**

$$G = 6,04 \times 0,65 = 3,92 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Q_{ult} &= 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,27 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} &= G + Q = 4,58 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

IV- 3.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

1- La charge d'exploitations $Q \leq \max(2 \times G; 5\text{KN}/\text{m}^2)$

a- Plancher étage courant:

$$Q = 0,97\text{KN}/\text{m}^2 < 2 \times G = 10,88 \text{KN}/\text{m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

b - Plancher terrasse:

$$Q = 0,65\text{KN}/\text{m}^2 < 2 \times G = 12,08 \text{KN}/\text{m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

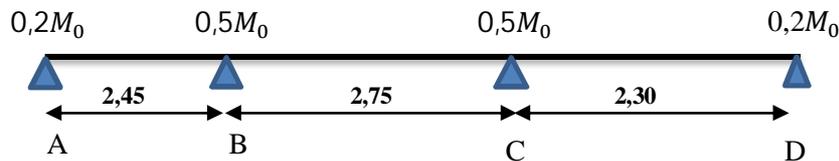
2 - Poutrelle à inertie constante condition vérifiée.

3 - Le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{2,75}{2,45} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,12 \leq 1,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{2,30}{2,75} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,83 \leq 1,25 \quad \text{condition vérifiée.}$$

4- Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

IV- 4. Exemple de calcul :**IV- 4.1. Plancher RDC & étage courants :****IV- 4.2. Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1****Calcul des moments isostatiques:**

Avec : $L_{AB} = 2,45 \text{ m}$, $Q_{ult} = 6,24 \text{ KN}/\text{ml}$.

$$M_{AB} = \frac{6,24 \times (2,45)^2}{8} = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$L_{BC} = 2,75 \text{ m.}$$

$$M_{BC} = \frac{6,24 \times (2,75)^2}{8} = 5,89 \text{ KN.m}$$

$$L_{CD} = 2,30 \text{ m.}$$

$$M_{CD} = \frac{6,24 \times (2,30)^2}{8} = 4,12 \text{ KN.m}$$

a/Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,44} = 0,216$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,06M_0 > 1,05M_0 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,63M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1+0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,53M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

b/Moments sur appuis: en valeur absolue:

Tableau: - IV- 1. Les moments sur appuis Plancher étage courant

Appuis	1	2	3	4
$K_i \& M_{0i}$	$0,2M_{AB}$	$0,5M_{BC}$	$0,5M_{CD}$	$0,2M_{CD}$
M_a	0,93	2,94	2,94	0,82

Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,93 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 2,94 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5(M_{0BC}; M_{0BC}) = 2,94 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 0,82 \text{ kN.m}$$

Moments en travée :

Travée de rive : AB

- $M_{AB} = 4,68 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1,06M_{AB} - \frac{M_A+M_B}{2} = 3,02 \text{ KN.m}$ on prend $M_t = 3,02 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{AB} = 2,94 \text{ KN.}$

Travée intermédiaire : BC

- $M_{BC} = 5,89 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1,06M_{BC} - \frac{M_B+M_C}{2} = 3,30 \text{ KN.m}$ on prend $M_t = 3,30 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{BC} = 3,12 \text{ KN.m}$

Travée de rive : CD

- $M_{CD} = 4,12 \text{ KN.m}$
- $M_t = 1,06M_{CD} - \frac{M_C+M_D}{2} = 2,48 \text{ KN.m}$ on prend $M_t = 2,59 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{CD} = 2,59 \text{ KN}$

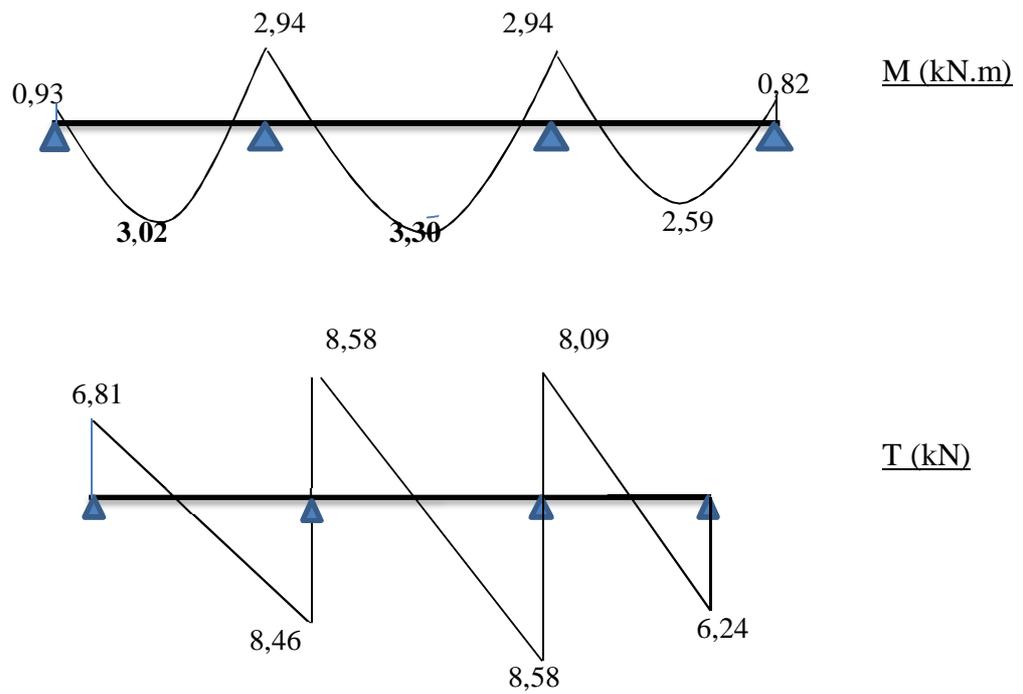
IV- 4.3. Les efforts tranchants:

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{L} + \frac{Q_u l}{2} \quad T_e = \frac{(M_w - M_e)}{L} - \frac{Q_u l}{2}$$

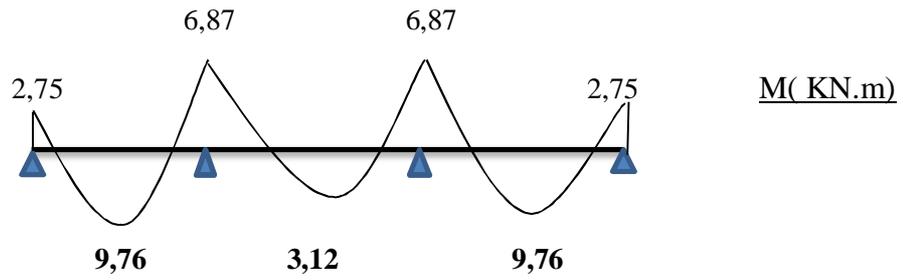
Tableau: - IV- 2. Les moments en travées / Les efforts tranchants

Travée	AB	BC	CD
M_t (KN.m)	3,02	3,30	2,59
T_w (KN)	6,81	8,58	8,09
T_e (KN)	-8,46	-8,58	-6,24

Type :1



Type :2



Type :3

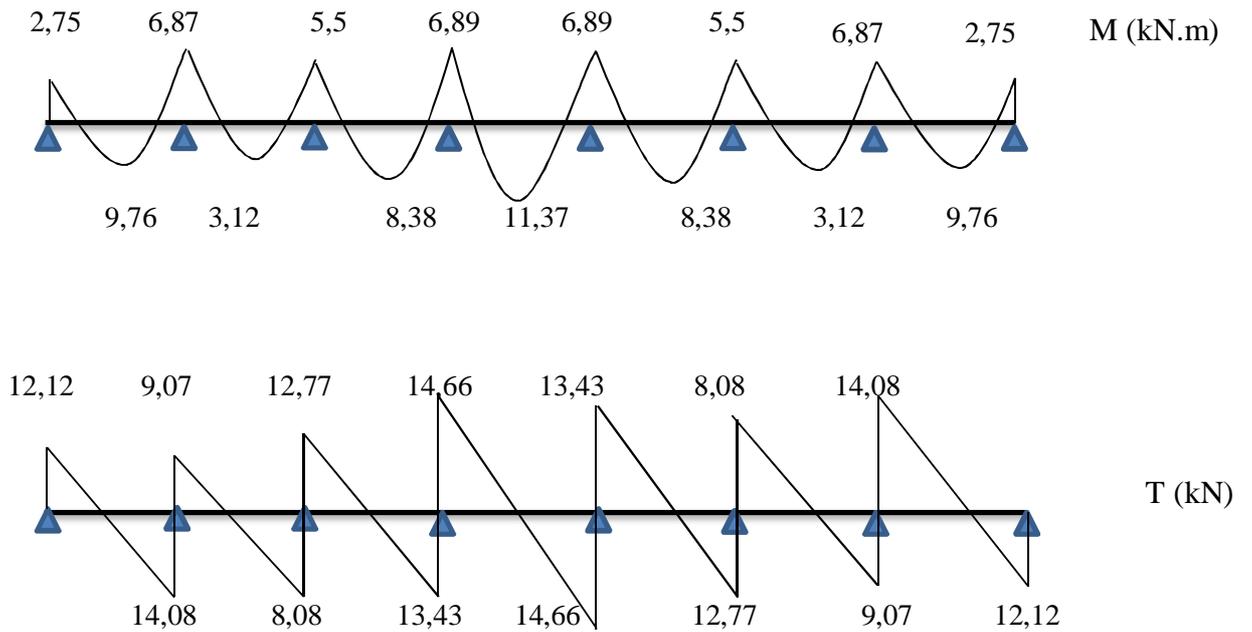


Figure : - IV- 5. Diagramme des moments fléchissant [KN.m] et des efforts tranchants [KN]

– Plancher étage courant

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et E.L.S

Tableau: - IV- 3. Les résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant

Type de poutrelle	Travée	L(m)	ELU				ELS	
			M_0	M_t	T_w	T_e	M_0	M_t
01	AB	2,45	0,93	3,02	6,81	8,46	0,67	2,18
	BC	2,75	2,94	3,30	8,58	8,58	2,13	2,38
	CD	2,30	2,94	2,59	8,09	6,24	2,13	1,87
02	AB	4,20	2,75	9,76	12,12	14,08	1,98	7,06
	BC	2,75	6,87	3,12	8,58	8,58	4,97	2,25
	CD	4,20	6,87	9,76	14,08	12,12	4,97	7,06
03	AB	4,20	2,75	9,76	12,12	14,08	1,98	7,06
	BC	2,75	6,87	3,12	9,07	8,08	4,97	2,25
	CD	4,20	5,5	8,38	12,77	13,43	3,97	6,06
	DE	4,70	6,89	11,37	14,66	14,66	4,98	8,21
	EF	4,20	6,89	8,38	13,43	12,77	4,98	6,06
	FG	2,75	5,5	3,12	8,08	9,07	3,97	2,25
	GH	4,20	6,87	9,76	14,08	12,12	4,97	7,06

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U:

- $M_{travée(max)} = 11,37 \text{ KN.m}$
- $M_{appui(max)} = 6,89 \text{ KN.m}$
- $T_{max} = 14,66 \text{ KN.m}$

E.L.S:

- $M_{travée(max)} = 8,21 \text{ KN.m}$
- $M_{appui(max)} = 4,98 \text{ KN.m}$

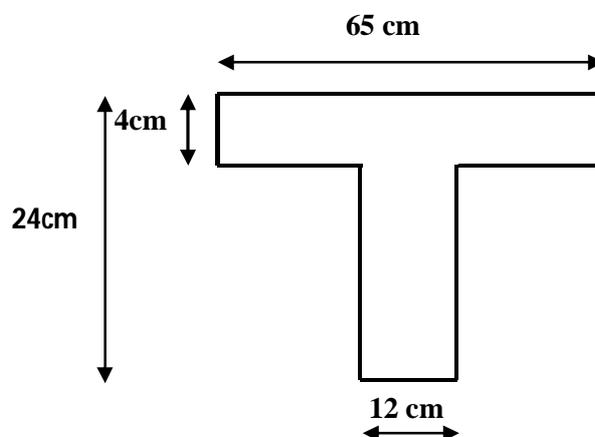


Figure:IV.6. Coupe transversale de poutrelle.

Données :

- Largeur de la poutrelle $b=65$ cm.
- $b_0=12$ cm.
- Haute de la section $h_t=24$ cm.
- Epaisseur de la table de compression $h_0= 4$ cm.
- Hauteur utile $d=0,9h_t= 21,6$ cm.
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés $f_e=400$ Mpa
- Contrainte aciers transversaux utilisés $f_e= 235$ Mpa
- Contraint du béton à 28jours $f_{c28}=25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ Mpa.
- Fissuration non préjudiciable $\sigma_{bc} = 14,17\text{Mpa}$; $\sigma_c = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

IV- 4.4. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U:

1-En travée :

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 04 \times 14,17 \times \left(21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 11,37 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$

– Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_h) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à soumise à $M_{t(max)} = 11,37 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{11,37 \times 10^3}{14,17 \times (21,6)^2 \times 65} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,37 \times 10^3}{0,987 \times 21,6 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \times \frac{ht^2}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \times ht + (b - b_0) \times h_0] \times V^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (24)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 24 + (65 - 12) \times 4]} = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = 12 \times \frac{(24)^2}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 24 + (65 - 12) \times 4] \times (7,76)^2 = 26674,13 \text{ cm}^4$$

$$V' = 24 - 7,76 = 16,24 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 16,24} \times \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

– On prend : 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Sur appuis:

– La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

– Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,89 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,086 \rightarrow \beta = 0,955 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,89 \times 10^3}{0,955 \times 21,6 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 7,76} \times \frac{2,1}{400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Le choix : 1T10 filante + 1T10 chapeau ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension $(12 \times 24) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,75 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,75 \times 10^3}{0,983 \times 21,6 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

– Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e} = \frac{26674,13 \times 2,1}{0,81 \times 24 \times 16,24 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,37 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée ; $A_s \geq 0,44 \text{ cm}^2$

On prend : 1T10 ; $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

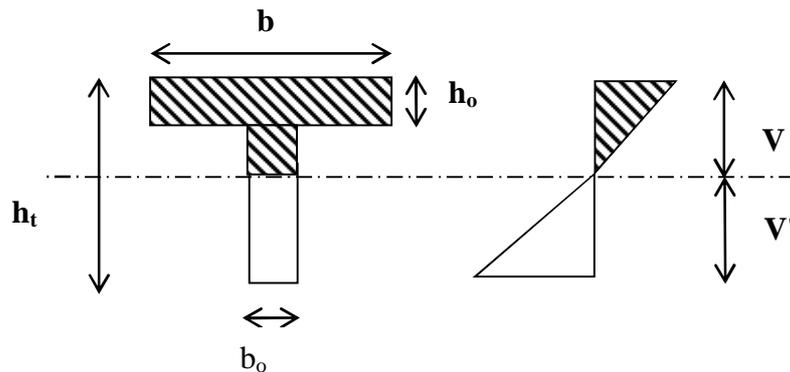


Figure - IV.7 - Diagramme des contraintes à E.L.S

IV- 4.5. Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$$M_{t (ser)} = 8,21 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A \times (d - y) = 0$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 1,57 \times (d - y) = 0$$

$y = 4,55\text{cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Calcul des espacements:

$$s_t \leq \min(0,9d; 40cm) \left. \vphantom{s_t} \right\} s_t \leq 19,44cm$$

$$s_t \leq (19,44; 40cm)$$

La section des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

$f_{ij}^* \min(2,1; 3,3) = 2,1 MPa$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$f_e = 235 MPa ; \gamma_s = 1,15.$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 \times d}$$

Calculer la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} [X - (h/2)]}{X}$$

– Calculer la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

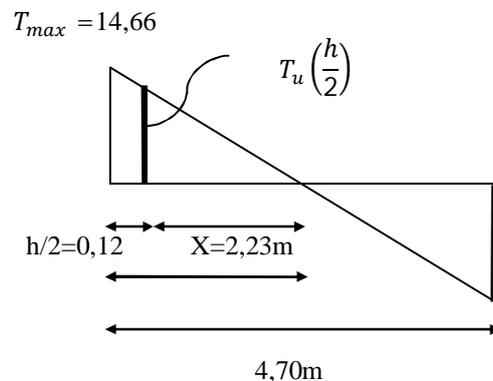
$$X = \frac{4,70}{2} + \frac{6,89 - 6,89}{6,24 \times 4,70} = 2,35 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 m$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14,66 \times (2,35 - 0,12)}{2,35} = 13,91 kN$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{13,91 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,53 MPa$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,53 MPa.$$



$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{cal} \geq \frac{(0,53 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -6,52 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,53}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend le max entre $\left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } St = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

On prend aussi $\max\left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

$$\text{Le choix: } \{2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale: } s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15 \text{ cm}) \quad s_t \leq \min 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } s_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 14,66 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 6,89 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{6,89}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 35,44 \text{ kN}$$

$F_u = 35,44 \text{ kN} > T_u = 14,66 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about:

- Compression de la bielle d'about :

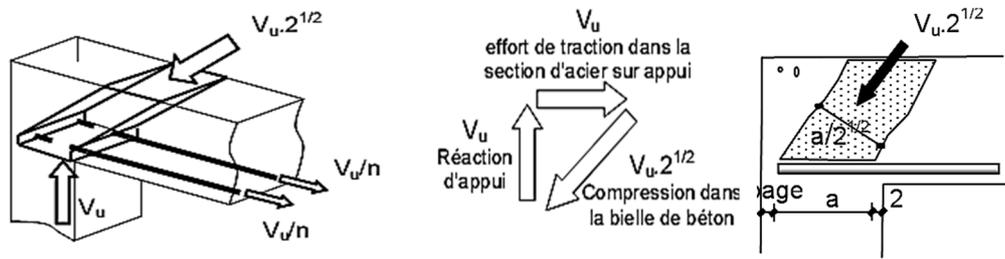


Figure : - IV- 8. Schéma de la bielle d'about.

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,66 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 \text{ m}$$

$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 50 \text{ cm}$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$a' = 50 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$

$\alpha = \min(46\text{cm}; 19,44) = 19,44\text{cm} > 1,4\text{cm}$ condition vérifiée.

- Entraînement des armatures :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisailment ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 14,66 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14$ cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,66 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,80 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

IV-4.7.Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{485} = 0,049 > 0,0444 \right) \quad \text{condition.vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{485} = 0,049 > \frac{8,21}{15 \times 4,98} = 0,110 \right) \quad \text{condition nonvérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12.18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

D'après BAEL 91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

Avec :

$$f_{adm} = \frac{Lmax}{500} \text{ ou } Lmax : \text{ la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a : $Lmax = 4,85\text{m}$

$$f_{adm} = \frac{485}{500} = 0,97m$$

$$I = \frac{bh^3}{3} + 15Aut + \left(\frac{h}{2} - d'\right)^3 d' = 0,1h$$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 21,6} = 0,013 m$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65)0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$U^* = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = 0,144m^4$$

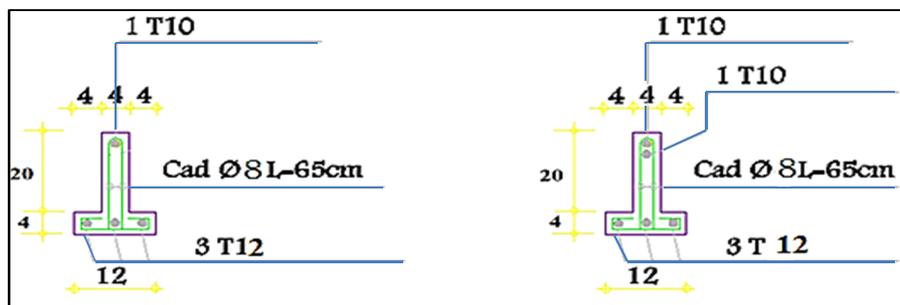
$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F = \frac{11,37 \times (4,85)^2 \times 10^{-3}}{(10 \times 32164,2 \times 0,144)} = 5,77 \cdot 10^{-6}m$$

Avec : $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2MPa$

Donc : $F = 5,77 \cdot 10^{-6}m \leq f_{adm} = 0,97cm$ condition vérifiée

Dessin de ferrailage des poutrelles :



Appuis de rive

Appuis intermédiaire

Figure : - IV- 9. Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

IV- 5. Calcul de ferrailage de la dalle de compression:

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left(\frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } L \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left(\frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } 50cm \leq L \leq 80 \text{ avec écartement entre axe des nervures}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$L=0,65m$; $f_c=235Mpa$

$50cm \leq l = 65cm \leq 80cm$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = \frac{1,11cm^2}{ml} \quad \text{On prend } A_{\perp} = 5 \text{ } \phi 6 = 1,41 \text{ } cm^2$$

$$A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,71cm^2 \quad \text{On prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ } cm^2/m$$

On prend un TS $\phi 6$ avec un espacement de 15 cm

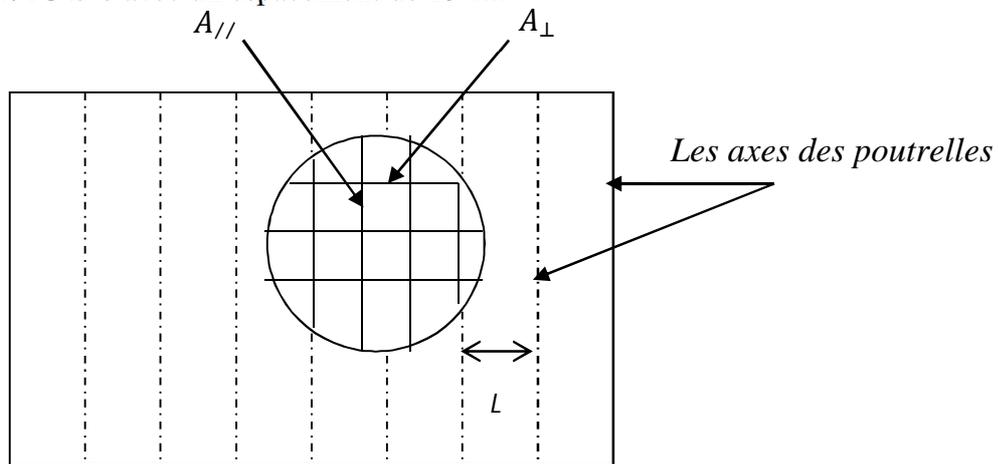


Figure : - IV- 10. Ferrailage de la dalle de compression

IV- 6. Plancher terrasse:

Dans notre cas, on a trois types de poutrelles:

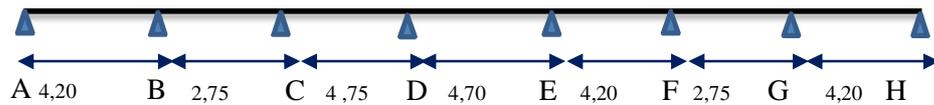
Type 1 :



Type 2 :



Type 3:



Méthode de calcul:

Vu que la 4eme condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est-à-dire la fissuration est préjudiciable cas du plancher terrasse pour calcul des moments sur appuis.

IV- 6.1. La méthode des trois moments:

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

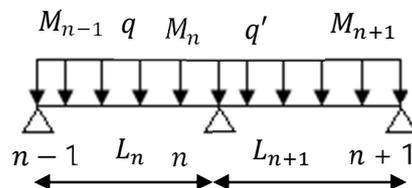


Figure : - IV- 11. Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statistiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

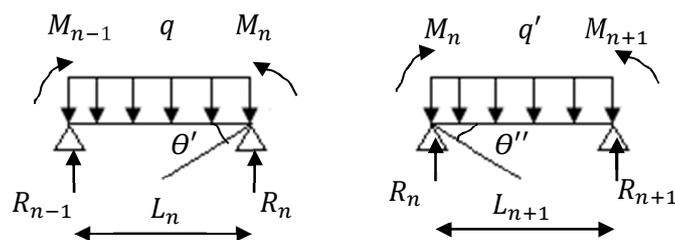


Figure : - IV- 12. Schéma explicatif.

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

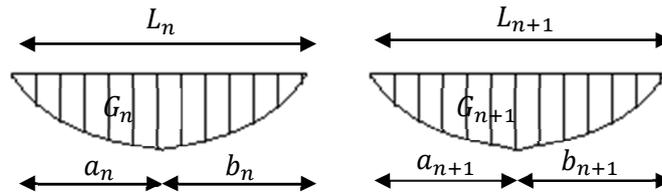


Figure : - IV- 13. Schéma explicatif.

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 :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \quad (1)$$

IV- 6.2. Les types de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

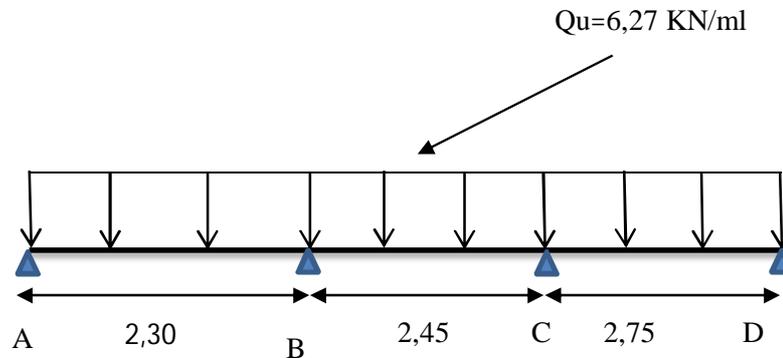
$$G = 6,04 \times 0,65 = 3,926 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

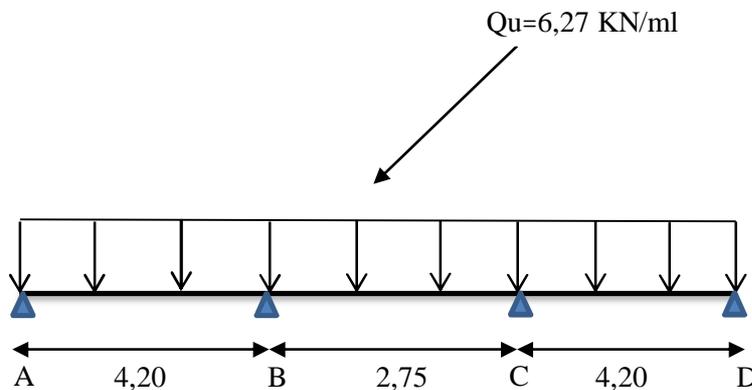
$$\begin{cases} Q_{ult} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,27 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,58 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Notre plancher terrasse comporte 3 types de poutrelles :

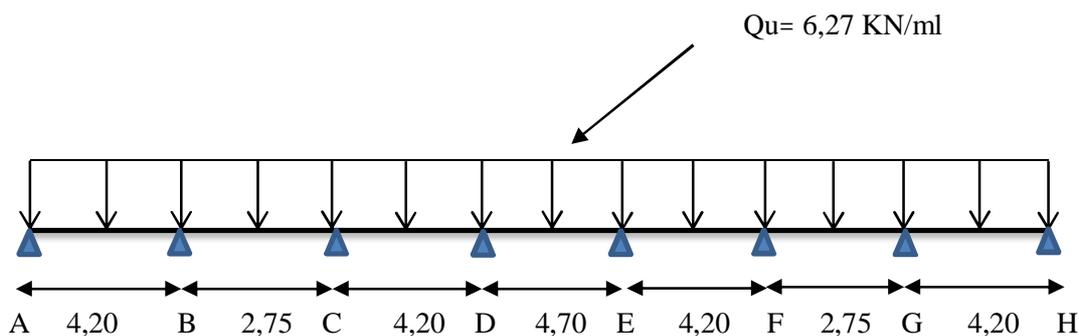
Type 1 :



Type 2 :



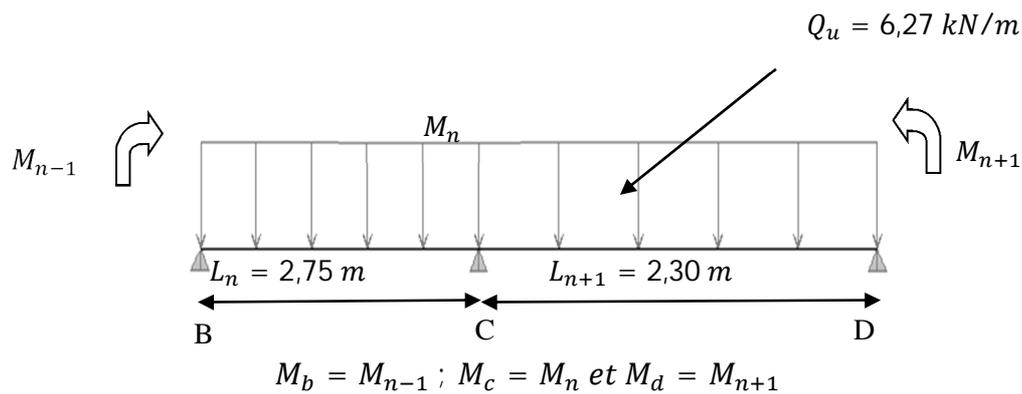
Type 3 :



Calcul des moments fléchissant :

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les même étapes de calcul.

– On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD



1. Partie BC :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,27 \times 2,75^2}{8} = 5,92 \text{ N.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,75}{2} = 1,37 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (2,75 \times 5,92) = 10,86 \text{ m}^2$$

2. Partie CD :

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,27 \times 2,30^2}{8} = 4,14 \text{ N.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,30}{2} = 1,15 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3} (2,30 \times 4,14) = 6,35 \text{ m}^2$$

1. Détermination de l'équation :

$$M_d = -0,2M_{0AB} = 0 \text{ kN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 2,75M_b + 12,8M_c + 112,63 = 0 \quad (I)$$

$$(2) \Rightarrow 2,30M_b + 13,4M_c + 3,5M_d + 126,27 = 0 \quad (II)$$

– Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 2,30M_b + 13,4M_c + 3,5M_d + 126,27 = 0 \\ 2,75M_c + 12,8M_d + 112,63 = 0 \end{cases}$$

Et donc on a :

$$M_d = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 4,23 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 3,88 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0 \text{ kN.m}$$

1. En travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = 2,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = 1,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = 2,43 \text{ kN.m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_a - M_b}{l} + Q_u \frac{l}{2} = -5,52 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Q_u \frac{l}{2} = 9,41 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{4,23 + 3,88}{2,75} + \left(6,27 \times \frac{2,75}{2}\right) = -8,75 \text{ kN} \\ T_e = \frac{4,23 + 3,88}{2,75} - \left(6,27 \times \frac{2,75}{2}\right) = 8,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{3,88 + 0}{2,30} + \left(6,27 \times \frac{2,30}{2}\right) = -8,90 \text{ kN} \\ T_e = \frac{3,88 + 0}{2,30} - \left(6,27 \times \frac{2,30}{2}\right) = 5,52 \text{ kN} \end{cases}$$

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U et I'E.L.S

Tableau: - IV- 4. Les résultats obtenus (M en KN. m et T en KN) Plancher terrasse :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	ELU				ELS	
			M_0	M_t	T_w	T_e	M_0	M_t
01	AB	2,45	-	2,82	5,52	9,41	-	2,06
	BC	2,75	4,23	1,87	8,75	8,49	3,09	1,37
	CD	2,30	3,88	2,43	8,90	5,52	2,84	1,77
02	AB	4,20	-	9,71	1,06	15,28	-	7,10
	BC	2,75	8,87	3,00	8,62	8,62	6,48	2,15
	CD	4,20	8,87	9,71	15,28	1,06	6,48	7,10
03	AB	4,20	-	9,47	10,91	15,42	-	6,90
	BC	2,75	9,47	1,56	10,06	7,18	6,92	1,37
	CD	4,20	5,51	5,56	11,78	14,55	4,02	4,06
	DE	4,70	11,33	5,98	14,73	14,73	8,28	4,37
	EF	4,20	11,33	5,56	14,55	11,78	8,28	4,06
	FG	2,75	5,51	1,56	7,18	10,06	4,02	1,37
	GH	4,20	9,47	9,47	15,52	10,91	6,92	6,90

Plancher terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U:

- $M_{tréevée(max)} = 9,71 \text{ KN. m}$
- $M_{appui(max)} = 11,33 \text{ KN. m}$
- $T_{max} = 15,42 \text{ KN}$

E.L.S:

- $M_{tréevée(max)} = 7,10 \text{ KN. m}$
- $M_{appui(max)} = 8,28 \text{ KN. m}$

IV- 6.3. Calcul du ferrailage des poutrelles : L'ELU

IV- 6.3.1. Calcul des armatures longitudinales:

- En travée :

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 9,71 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t(max)} = 9,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{9,71 \times 10^3}{14,17 \times (21,6)^2 \times 65} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,71 \times 10^3}{0,989 \times 21,6 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 16,24} \times \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2 \text{ ————— condition vérifiée.}$$

Choix : 3T10=2,36cm²

Sur appuis:

Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,33 \times 10^3}{12 \times (21,6)^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,142 \rightarrow \beta = 0,923 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,33 \times 10^3}{0,923 \times 21,6 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : section en "T"

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{26674,13}{0,81 \times 24 \times 16,24} \times \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Le choix : 1T10(filante) + 1T10 (chapeau) = 1,57 cm²

IV- 6.3.2. Vérification à L'E.L.S:

$y = 4,55 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,55)^3 + 15 \times 1,57 \times (21,6 - 4,55)^2 = 8886,82 \text{ cm}^4.$$

IV- 6.3.3. Calcul des contraintes:

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_b :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{7,10 \times 10^3}{8886,82} \times 4,55 = 0,79 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y$$

Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{7,10(21,6-4,55)}{8886,82} = 204,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{tj} \text{ Mpa}}\right) \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = 204,32 > \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$$T_{max} = 15,42 \text{ KN}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{15,42 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,59 \text{ MPa}.$$

Fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_\mu = 0,59 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

IV- 6.4. Calcul des armatures transversales A_t :

Le diamètre:

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [mm]; \frac{b_0}{10} [mm]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{240}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 100\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(6,85; 12; 100) = 6,85 \approx 8mm \text{ ————— } \varphi_t = 8mm$$

Calcul des espacements:

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ s_t \leq (19,44; 40cm) \end{array} \right\} s_t \leq 19,44cm$$

La section des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (fissuration est préjudiciable).

$$f_{ij}^* \min(1,2; 3,3MPa) = 1,2MPa$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235MPa; \gamma_s = 1,15.$$

$$\tau_u(h/2) = \frac{Tu(h/2)}{b_0 \times d}$$

Calcule la valeur de l'effort tranchant $Tu(h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{Tu \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow Tu \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max}[X - (h/2)]}{X}$$

Calcule la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4,7}{2} + \frac{11,33 - 11,33}{6,27 \times 4,7} = 2,35 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12m$$

$$x - \frac{h}{2} = 2,35 - 0,12 = 2,23 m$$

$$\text{Donc } Tu\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,42 \times (2,35 - 0,12)}{2,35} = 14,63 \text{ KN.}$$

$$Tu\left(\frac{h}{2}\right) = 14,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,63 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,56 \text{ KN}$$

$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{cal} \geq \frac{(0,56 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -4,56 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,56}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend $\max\left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } St = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \\ s_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Zone nodale: $s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15 \text{ cm})$

$$s_t \leq \min 10 \text{ cm}$$

Zone courante: $s_t \leq 15 \text{ cm}$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} \text{ zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} \text{ zone courante} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 15,42 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{8,28}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 42,59 \text{ KN} > T_u = 15,42 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bille d'about:

La contrainte de compression dans la billette est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{F_b}{S} \text{ avec } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{\alpha \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0}$$

Avec : $\alpha \rightarrow$ Longueur d'appui de la billette.

On doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{2T}{\alpha \times b_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \alpha \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\alpha \geq \frac{2 \times 15,42 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 \text{ m} = 1,8 \text{ cm}$$

$$\alpha = \min(\alpha'; 0,9d)$$

$$\alpha = \min(36 \text{ cm}; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} > 1,5 \text{ cm} \text{ ————— condition vérifiée.}$$

- Entraînement des armatures :
- Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9 \times d \times u \times n} \leq \bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{15,42}{0,9 \times 21,6 \times \psi_s}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H. A

T: effort tranchant maximale.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$\eta = 3$ nombre d'armature longitudinales tendues

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,42 \times 10^3}{19,44 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

- Encrage des armatures tendues:

τ_s : Contrainte d'adhérence supposée supposée constante est égale à la valeur limit ultime:

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement doit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_s}$$

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1.0 cm

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$
 Cette longueur de telle sorte que:

- Courber les armatures de telle sorte qui:

$$r = 5,5 = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

IV- 6.5. Vérification de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{485} = 0,049 > 0,0444 \right) \quad \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{15 \cdot M_{0\text{ser}}} \right) \Rightarrow \left(\frac{24}{485} = 0,049 > \frac{8,21}{15 \times 4,98} = 0,110 \right) \quad \text{condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,39}{12,18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

D'après BAEL 91 modifiée 99, il faut que les conditions qui suivantes soient vérifiées :

$$\text{Avec } f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ ou } L_{max} : \text{ la portée maximal}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,85 \text{ m}$

$$f_{adm} = \frac{485}{500} = 0,97 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{3} + 15A_{ut} + \left(\frac{h}{2} - d' \right)^3 d' = 0,1h$$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 21,6} = 0,013 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65)0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$U^* = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = 0,144 \text{m}^4$$

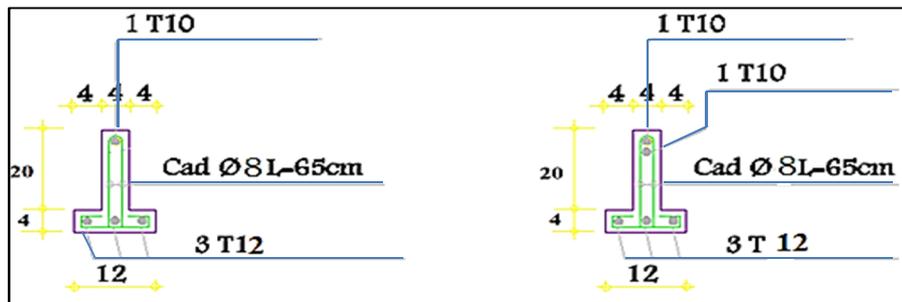
$$f_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$f = \frac{11,37 \times (4,85)^2 \times 10^{-3}}{(10 \times 32164,2 \times 0,144)} = 5,77 \cdot 10^{-6} \text{m}$$

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{MPa}$

Donc : $f = 5,77 \cdot 10^{-6} \text{m} \leq f_{adm} = 0,97 \text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

- Dessin de ferrailage des poutrelles



Appuis de rive

Appuis intermédiaire

Figure : - IV- 14. Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse

Eléments non structuraux

III - 1. Acrotère :**III -1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (M , N)

Soit une section de

- La hauteur $h=70$ cm
- L'épaisseur $e_p=10$ cm

III -1.2 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :**III -2. Calcul des efforts :**a) Poids propre :

$$S = \left[(0,1 \times 0,7) + (0,08 \times 0,1) + \frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) \right] = 0,079 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,079 \times 25 = 1,975 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,975 = 2,66 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h =$$

$$1,50 \times 1 \times 0,70 = 1,05 \text{ kN.m}$$

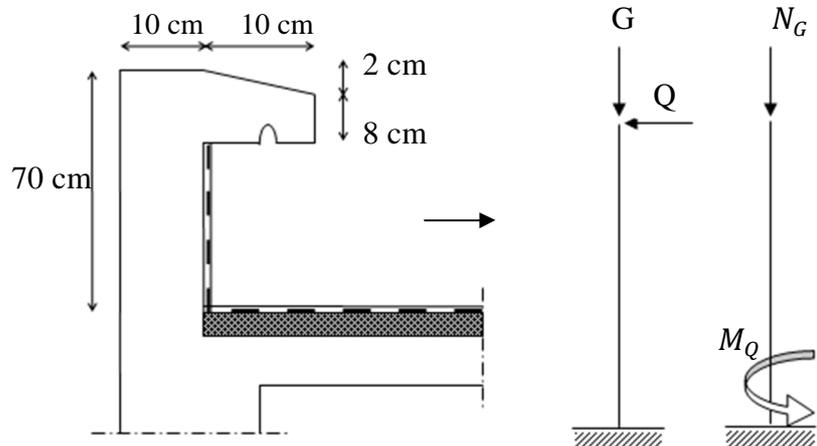
$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$



e) *Enrobage* :

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

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,66} = 0,39 \text{ m}$$

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

III -2.1. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - C \right] = 2,66 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,11 \text{ kN.m}$$

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,66) - 1,05 = -0,86 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} & ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h \\ &= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 \\ &= 24,80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$-0,86 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

III -3. Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

III-3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0091 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0091 \rightarrow \beta = 0,995$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple ;

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,34 - \frac{2,66 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III -3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,975} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

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

On adopte 6T8 p.m. ; $A_s = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 16,5 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T8 p.m. ; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

III-4. Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,975 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,75 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,57 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,57^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,57)^2) = 1064,71 \text{ cm}^4$$

III-4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{750}{1064,71} \times 1,57 = 1,11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,11 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III-4.1.1. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1064,71} \times (9 - 1,57) = 78,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 78,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III -4.1.2. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III-4.2. 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 = 0,1

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,975 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 1,975 = 0,63 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifié

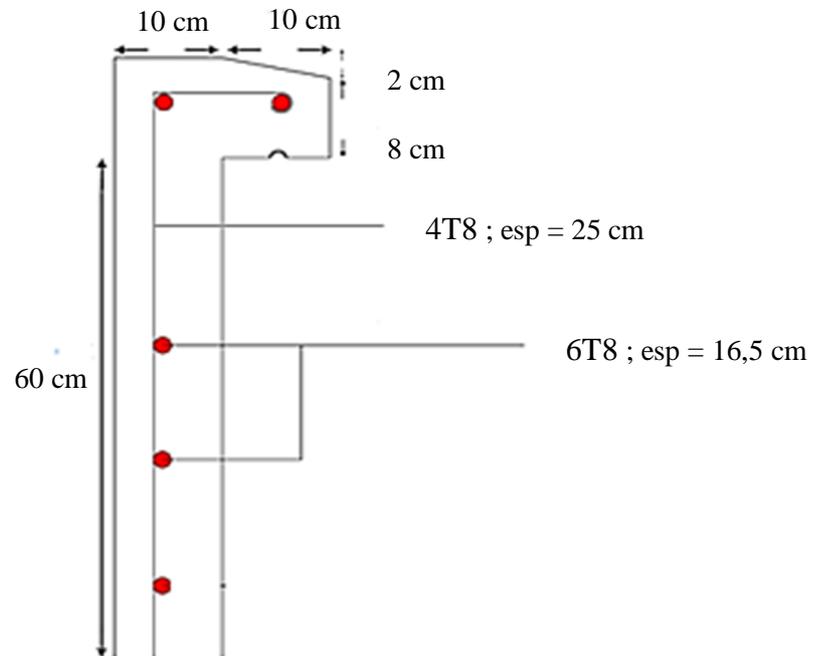


Figure : III- 1. Schéma du ferrailage et coffrage de l'acrotère

III-5. Balcon:**III -5.1. Introduction :**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15\text{cm}$.

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :

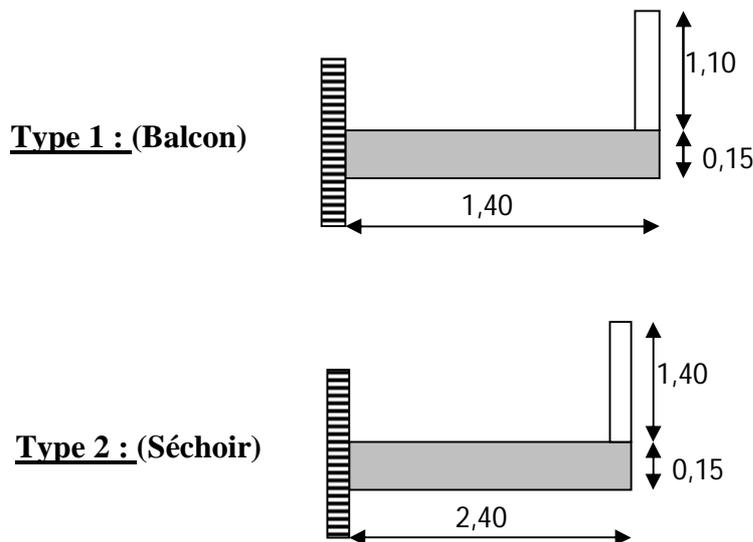


Figure : III- 2. Schéma représente les types des balcons.

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

III -5.2. Exemple de calcul :(Type 1)**III -5.2.1. Descente de charge : (Balcon)**

1. Revêtement en carrelage $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN /m}^2$
2. Mortier de pose $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN /m}^2$
3. Couche de sable $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN /m}^2$
4. Dalle pleine en béton armé $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN /m}^2$

5-Enduit de ciment $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5,27 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml: $Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$

- Calcul de la charge concentrée:

- Poids propre du mur :

$$P = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35P = 1,93 \text{ KN}$$

$$P_s = 1,43 \text{ KN}$$

- Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -14,81 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 19,23 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

III -5.2.2. Ferrailage:

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
14,81	0,057	0,970	0	3,25	4T12 Pm A _s =4,52 St =33cm	1,13cm ²	3T8 A _s =1,51 st=45 cm

III -5.3.Vérifications :

III -5.3.1.Condition de non fragilité :

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

A = 4,01cm² > A_{min} = 1,63cm²condition Vérifiée.

III -5.3.2. Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,23 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{..(fissuration.préjudiciable)}$$

$$1) \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition.vérifiée}$$

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III -5.3.3. Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{19,23 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,26 \text{ Mpa}$$

$n = 4$: nombre.d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmetre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,26 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 1,43 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -10,60 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm} \text{ (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{10,60 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 4,71 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition..vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{ Mpa} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{10,60 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 191,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191,01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III -5.4.Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,25 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100(7,75)^3}{3} + \frac{100 \times (7,25)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,75)^2 = 30460,37 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,40)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,37} \left[\frac{8,77 \times 1,40}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,056 \text{ cm}$$

$$F = 0,056 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 140/250 = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,056 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III -1. Récapitulatif des armatures des différents types des balcons :

Type	01	02
M _u (KN.m)	14,81	16,35
T _u (KN)	19,23	19,23
M _{ser} (KN.m)	10,60	11,05
μ	0,057	0,063
β	0,970	0,967
A _{cal} (cm ² /ml)	3,25	3,59
A _{min} (cm ² /ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p.m)	4T12	4T12
A _{adopte} (cm ² /ml)	4,52	4,52
A _r (cm ² /ml)	1,13	1,13
Choix d'acier (p.m)	3T8	3T8
σ _{bc} (Mpa)	5,79	5,16
σ̄ _{bc} (Mpa)	15	15
τ _u (Mpa)	0,14	0,14
τ̄ _u (Mpa)	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,056	0,43
F _{adm} (cm)	0,56	0,96

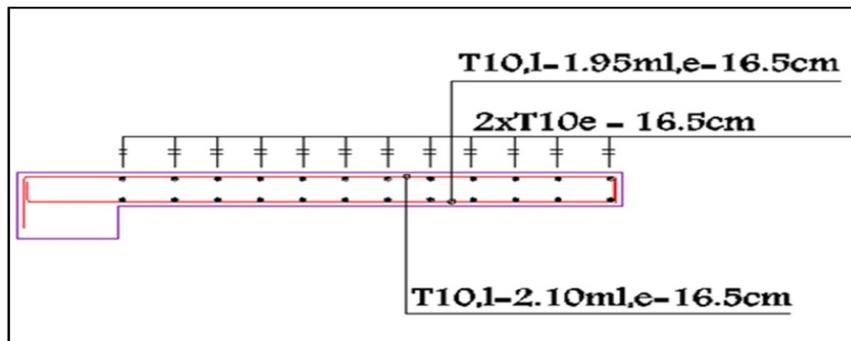


Figure : III- 3 . Ferrailage dalle pleine

III-6.Escaliers :

III-6.1.Introduction :

L'**escalier** : Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

– L'**emmarchement** (*Figure : III- 4.*) : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

– La **hauteur de marche** (*Figure : III- 4.*) : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ.

Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **H**.

– Le **giron** (*Figure : III- 4.*) : distance horizontale mesurée entre les nez de deux *marches* consécutives. Les giron des marches de l'escalier intérieur varient de 27 à 32 cm environ.

Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.

– La **contremarche** (*Figure : III- 4.*) : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

– La **marche** (*Figure : III- 4.*) : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit le pied. Le mot « marche » est aussi employé pour nommer l'ensemble formé par la marche et la contremarche notamment dans le cas des escaliers massifs en béton.

On distingue deux principaux types de marches :

– La **marche droite**, de forme rectangulaire.

- La **marche balancée** de forme trapézoïdale. Dans les escaliers balancés, ce type de marche permet le changement de direction.

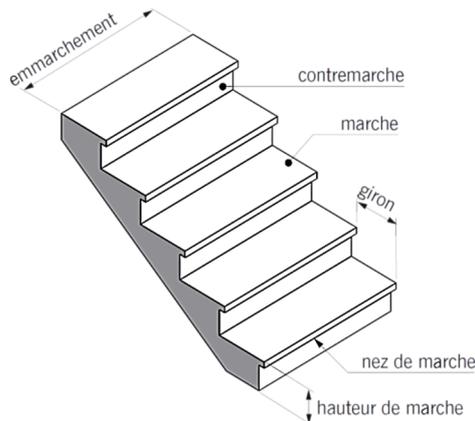


Figure : III- 4. Volée d'escalier

- Le **palier** : plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers
- Le **palier d'arrivée** ou **palier d'étage** appelé aussi parfois **palier de communication** : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- Le **palier intermédiaire** ou **palier de repos** : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première. Dans ce cas, il est parfois appelé **palier d'angle** ou **palier de virage**

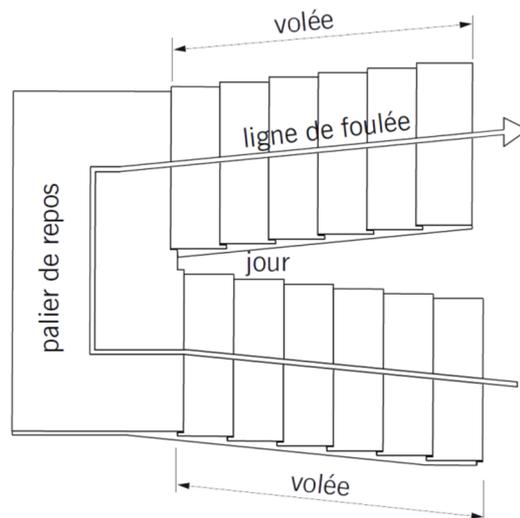


Figure : III- 5. Vue de dessus de deux volées d'escalier

III-6.2. Dimensions de l'escalier:

Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

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

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

$$\text{On prend : } 2h + g = 64 \text{ cm}$$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

III-6.3. Etude d'un escalier à deux volées :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm}, H = 153 \text{ cm et } L = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 11 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la volée (e_v) :

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

$$\rightarrow 9,20 \leq e_v \leq 13,79$$

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

c) Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24 \text{ cm} ; e_p = 15 \text{ cm}$$

Tableau III- 2. Charges est surcharges d'escalier

<i>N</i>	<i>Désignation</i>	<i>Ep (m)</i>	<i>Densité</i> KN/m ³	<i>Poids</i> KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Garde- corps 0,10			0,10
7	Poids propre de la paillese $e_v \times 25 / \cos \alpha$	0,12	25,00	3,45
8	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$		22,00	1,87
9	Enduit en ciment $2 \times 0,1 / \cos \alpha$			0,23
		Charge permanente G	G=7,27 KN/m ²	
		Surcharge Q	Q=2,5 KN/m ²	

Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

$$G = 7,27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} Q_u = 13,56 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 9,77 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

Tableau III- 3. Charges est surcharges de la poutre palière :

N	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep × 25	0,14	25,00	3,50
2	Carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de ciment	0,2	10	0,20
Charge Permanente G				4,86
Surcharge Q				2,5

$$G = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ kN/ml}$$

III-6.4. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

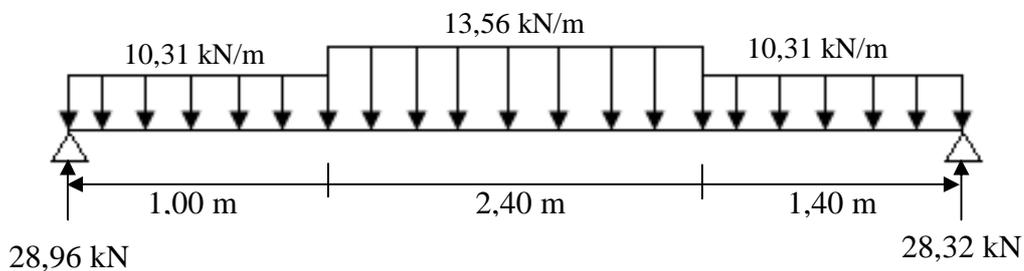


Figure : III- 6 . Schéma statique d'une volée + paliers

a) Détermination des réactions :

$$R_a + R_b = (10,31 \times 1,00) + (13,56 \times 2,40) + (10,31 \times 1,40) = 57,28 \text{ kN}$$

$$\sum M_b = (10,31 \times 1,00 \times 4,30) + (13,56 \times 2,40 \times 2,6) + (10,31 \times 1,4 \times 0,7) - (R_a \times 4,80) \Rightarrow R_a = 28,96 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_b = 28,32 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

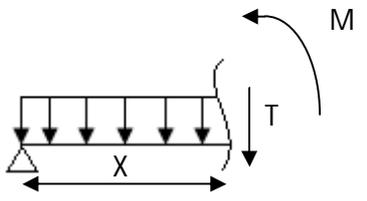
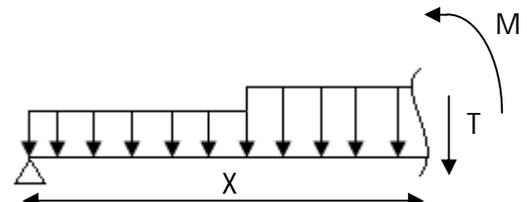
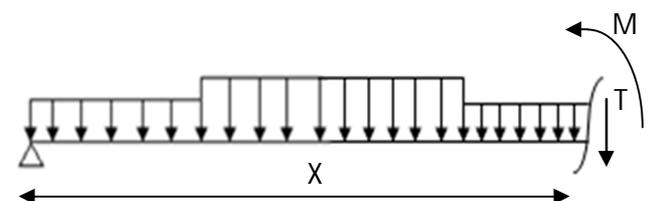
Distance	Schéma statique	Cas
$0 \leq x \leq 1,00$		1
$1,00 \leq x \leq 3,40$		2
$3,40 \leq x \leq 4,80$		3

Figure : III- 7. Schéma statique de la volée et le palier.

b.1.) Cas 1 : (0 ≤ x ≤ 1,00) :

b.1.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T + 10,31x - 28,96 = 0 \Leftrightarrow$$

$$T = 28,96 - 10,31x$$

$$x = 0 \Leftrightarrow T_0 = 28,96 \text{ kN}$$

$$x = 1,00 \Leftrightarrow T_{1,00} = 18,65 \text{ kN}$$

b.1.2) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Leftrightarrow M_x + \frac{Qx^2}{2} - R_ax = 0 \Leftrightarrow$$

$$M_x = 28,96x - \frac{10,31x^2}{2}$$

$$x = 0 \Leftrightarrow M_0 = 0 \longrightarrow x = 1,00 \Leftrightarrow M_{1,00} = 23,81 \text{ kN.m}$$

b.2) Cas 2 (1,00 ≤ x ≤ 3,40) :

b.2.1) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T + (10,31 \times 1,00) + (13,56 \times (x - 1,00)) - 28,96 = 0$$

$$\Leftrightarrow T = 32,21 - 13,56x$$

$$x = 1,00 \Leftrightarrow T_{1,00} = 18,65 \text{ kN}$$

$$x = 3,40 \Leftrightarrow T_{3,40} = -13,89 \text{ kN}$$

b.2.2) Moment fléchissant :

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 \Leftrightarrow M_x + (Q_1 \times 1,00 \times (x - \frac{1,00}{2})) + \frac{Q_2 \times (x - 1,00)^2}{2} - R_ax = 0 \Leftrightarrow M_x \\ = -6,78x^2 + 32,31x - 1,63 \end{aligned}$$

$$x = 1,00 \Leftrightarrow M_{1,00} = 23,80 \text{ kN.m}$$

$$x = 3,40 \Leftrightarrow M_{3,40} = 29,50 \text{ kN.m}$$

b.3.) Cas 3 (3,40 ≤ x ≤ 4,80) :

b.3.1.) Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T + (10,31 \times 1,00) + (13,56 \times 2,40) + (10,31 \times (x - 3,40)) - 28,96 = 0$$

$$\Leftrightarrow T = 21,16 - 10,31x$$

$$x = 3,40 \Leftrightarrow T_{3,40} = -13,89 \text{ kN}$$

$$x = 4,80 \Leftrightarrow T_{4,80} = -28,32 \text{ kN}$$

b.3.2.) Moment fléchissant :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow M_x + (Q_1 \times 1,23 \times (x - \frac{1,00}{2})) + (Q_2 \times 2,40 \times (x - \frac{2,40}{2})) + \frac{Q_3 \times (x - 3,40)^2}{2} - R_a x = 0 \Rightarrow M_x = -5,15x^2 + 21,16x - 15,34$$

$$x = 3,40 \Rightarrow M_{3,40} = -2,93 \text{ kN.m}$$

$$x = 4,80 \Rightarrow M_{4,80} = -32,42 \text{ kN.m}$$

c) Le moment fléchissant maximal :

$$\frac{dM_f}{dx} = \frac{d(-6,78x^2 + 32,21x - 1,63)}{dx} = -13,56x + 32,21 = 0 \Rightarrow x = 2,37 \text{ m}$$

$$M_{max} = 36,62 \text{ kN.m}$$

Les diagrammes :

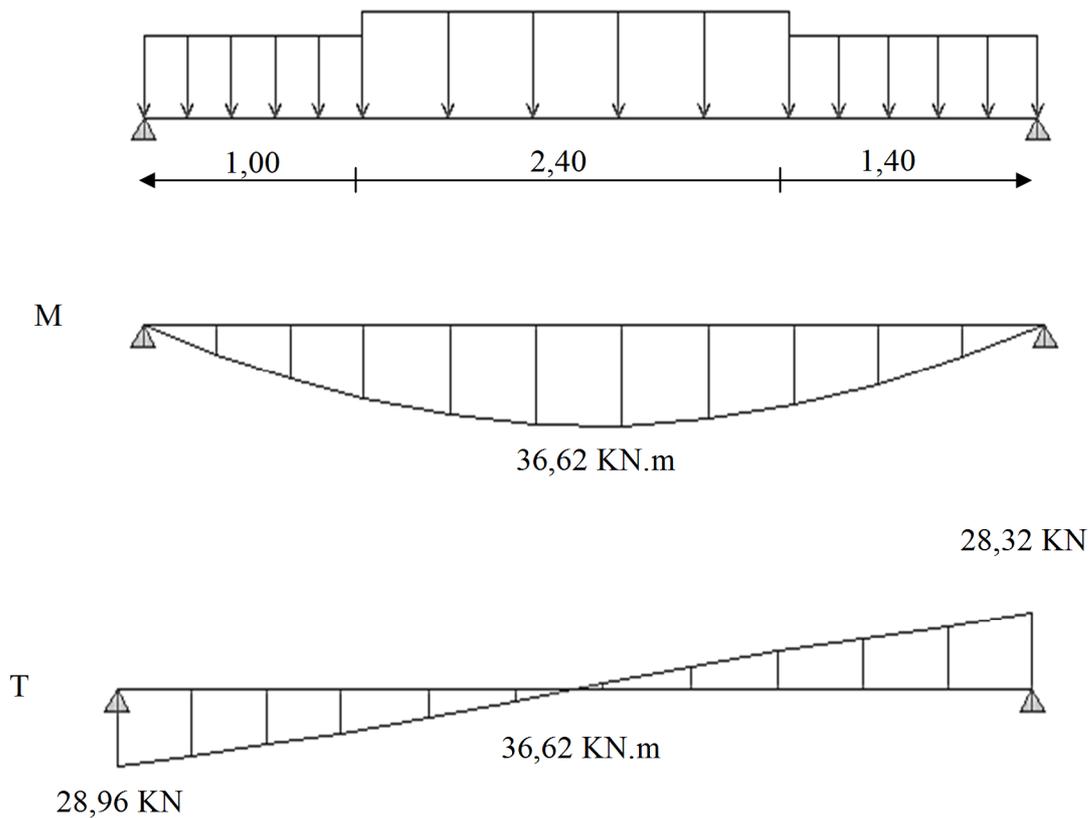


Figure : III- 8. Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier

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

$$\text{On a : } M_{max} = 36,62 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 31,12 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 14,64 \text{ kN.m}$$

III-6.5. Ferrailage:

En travée:

$$M_t = 31,12 \text{ kN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{31,12 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,134 < \mu_L \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,134 \rightarrow \beta = 0,928$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,82 \times 10^3}{0,928 \times 13,5 \times 348} = 7,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 8T12 avec : $A_{adm} = 9,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 12,5 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

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

$$- S_t = 20 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,50 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \quad \text{condition Vérifiée.}$$

Sur appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,64 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_L \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,64 \times 10^3}{0,971 \times 13,5 \times 348} = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 avec : $A_{adm} = 5,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: 4T10 = 3,14 cm²/ml ; S_t = 20 cm

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,50 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$Max (A_{cal}; A_{min}) = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau: III-4.Vérifications

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm$	$A_{adm}=9,05 cm^2 A > A_{min}$ C.V
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{28,96 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,21Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (T + \frac{Ma}{0,9d}) =$ $= \frac{1,15}{400} (28,96 + \frac{146,4}{13,50}) = 0,11$	$A_{adm}=5,65 cm^2 A > 0,11cm^2$ C.V

Vérifications:**1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$M_{t \max} = 26,37 \text{ kN.m ;}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 22,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 10,54 \text{ kN.m}$$

– En travée :

$$A_{adm} = 9,05 \text{ cm}^2 / ml$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 135,75y - 1832,625 = 0 \rightarrow y = 4,84 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,84^3}{3} + (15 \times 9,05)(13,5 - 4,84)^2 = 13959,98 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22,41 \times 10^3}{13959,98} \times 4,84 = 7,76 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7,76 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_{adm} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1144,12 = 0 \rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

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

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,01^3}{3} + (15 \times 5,65)(13,5 - 4,01)^2 = 9781,96 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,54 \times 10^3}{9781,96} \times 4,01 = 4,32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,32 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{480} = 0,035 > 0,033 ; \text{Condition vérifiée} ;$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,05}{100 \times 13,5} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,006 > 0,005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

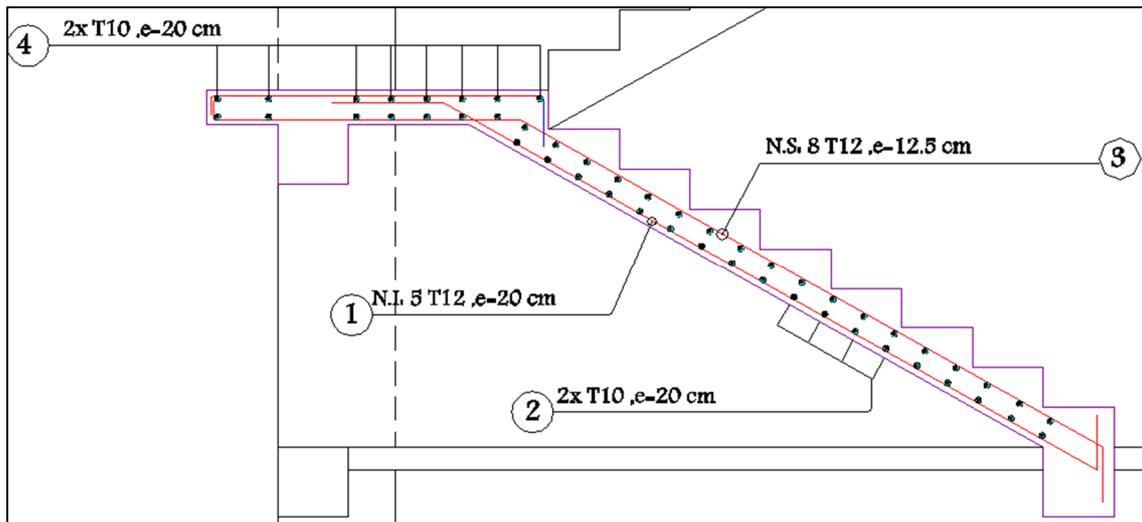


Figure : III- 9. Ferrailage de l'escalier

III-7. Etude de la poutre palière :

III-7.1. Dimensionnement :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$

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

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

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

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

$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$; Condition vérifiée.

III-7.2. Charges supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3,38 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier : $R_{bg} = 28,32 \text{ kN/m}$

$$Q_u = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 2,5 + 28,32 = 36,32 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 3,38 + 2,5 + 28,32 = 34,19 \text{ kN/m}$$

III-7.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{36,62 \times 4,85^2}{8} = 107,67 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 91,51 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 43,06 \text{ kN.m}$$

III-7.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

– En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 91,51 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{91,51 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,131 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,929$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91,51 \times 10^3}{0,929 \times 40,5 \times 348} = 6,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14+3T12 avec : $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

– Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 43,06 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{43,06 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,062 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,968$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43,06 \times 10^3}{0,968 \times 40,5 \times 348} = 3,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III-7.5. Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; *Condion vérifiée.*

$A_{sa} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; *Condion vérifiée.*

III-7.6. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 34,19 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = 100,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 85,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{a ser} = 0,4 \times M_{ser} = 40,20 \text{ kN.m}$$

– En travée :

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 120,15y - 4866,675 = 0 \rightarrow y = 14,44 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 14,44^3}{3} + (15 \times 8,01)(40,5 - 14,44)^2 = 111706,06 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{85,44 \times 10^3}{111706,06} \times 14,44 = 11,04 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 11,04 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

– Sur appuis :

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 69,3y - 2806,65 = 0 \rightarrow y = 11,56 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,56^3}{3} + (15 \times 4,62)(40,5 - 11,56)^2 = 73488,43 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{40,20 \times 10^3}{73488,83} \times 11,56 = 6,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6,32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{34,19 \times 4,85}{2} = 82,91 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{82,91 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III-7.7. Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{12,86 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espaceur :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,4 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,28 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

III-7.8. Vérification de la section des armatures minimales:

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,28 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,62 \times 235}{30 \times 10} = 3,61 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \text{verifiée}$$

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

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

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 40,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 29,10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 29,10}{1,87} = 1,82 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{485} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,092 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{45}{485} > \frac{85,44}{10 \times 100,52} \Rightarrow 0,092 > 0,08 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 40,5} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0065 < 1680 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

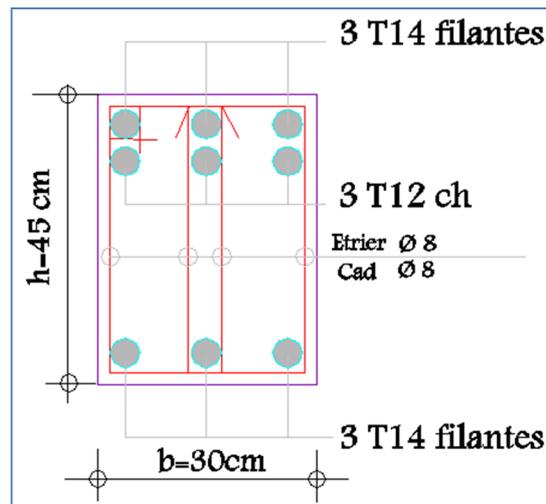


Figure : III-10 . Ferrailage de la poutre palière.

III-8. Ascenseur:

III-8.1. Introduction:

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contre poids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

III-8.2. Etude de l'ascenseur:

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

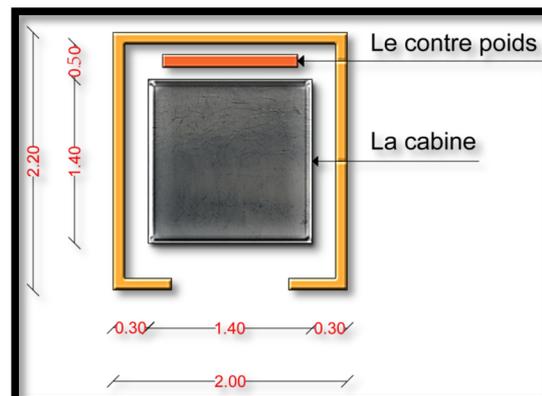


Figure : III.11. Vue en plan de l'ascenseur

- Une largeur de : 1,4 m
- Une longueur de: 1,4 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00 m
- Une hauteur de course de : 30,60 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- P_m « poids mort » : Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine
- P_p : Le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Le poids mort :

Poids de la cabine $s = (2 \times 1.40 + 1.4) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11.5 \times 9.24 \times 1.4 = 148,76 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 2.20 \times 2,2 = 4,84 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 4.84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids de toit	$M_3 = 20 \times 4.84 = 96,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids de poulies de mouflage	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

– Le poids mort total est a : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1249,96 \text{ kg}$

– Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1249,96 + \frac{675}{2} = 1587,46 \text{ kg}$

Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. on prend Pour notre cas $C_s = 12$. à titre créance .

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle

que soit le nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500\text{mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a alors : $C_r = C_s \cdot M$ ————— (1)

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$M = Q + P_m + M_g$ ————— (2)

dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m \Rightarrow M = Q + P$)

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1249,96) = 23099.52 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow C_r = \frac{23099,52}{0,85} = 27175.90 \text{ kg}$$

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

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

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

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{27175,90}{8152 \times 2} = 1.67 \text{ soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble; Le nombre de câble doit être un nombre pair .

Le poids des câbles (M_g) :

$$M_g = m \times n \times l$$

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

L : Longueur du câble $L = 30,60 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 30,60 = 31,52 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1249,96 + 31,52 = 1956,48 \text{ kg}$$

Vérifications de C_r :

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow \frac{27175,90}{1956,48} = 13.89 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200\text{kg}$

La charge permanente totale : $G=1249,96+1587,46 +1200+31,52 = 4068,94\text{kg}$

Les surcharges : $Q=675\text{kg}$.

$$Q_u=1,35G +1,5Q = 6505.56 \text{ kg.}$$

III- 8.3. Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u= 6505.56 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6505.56}{4} = 1626,39 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15\text{cm}$$

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

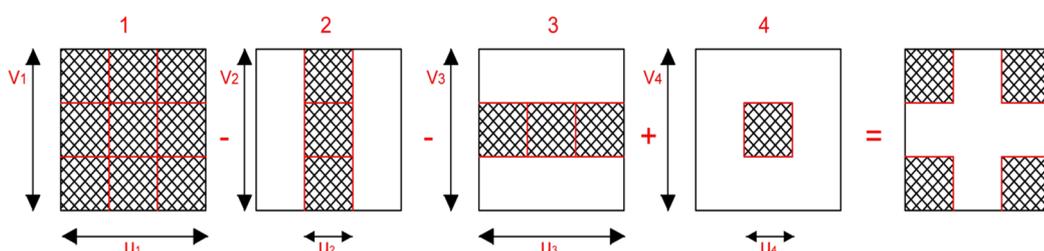
$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25\text{cm}$$

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

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1626,56 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



III-8.4. Distances des rectangles :

– Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 90cm \\ v = 120cm \end{cases}$$

– Rectangle 2

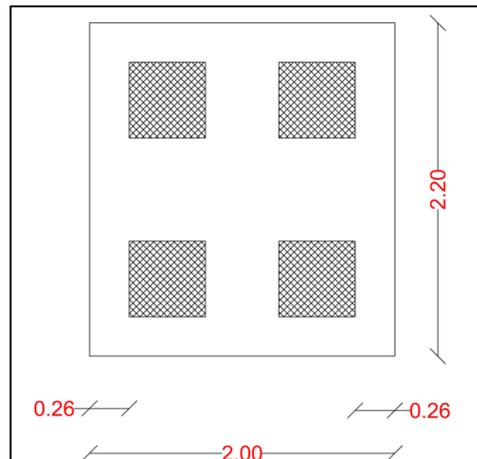
$$\begin{cases} u = 40cm \\ v = 120cm \end{cases}$$

– Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 90cm \\ v = 70cm \end{cases}$$

– Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 40cm \\ v = 70cm \end{cases}$$

**Les moments suivant les deux directions :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.À L'ÉLU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26)cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1626,39}{0,25 \times 0,25} = 26022,24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le

Tableau Ci-dessus : $L_x=2,20$ m; $L_y=2,20$ m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0,066	1.08	26022.24	28104.02	2810.40	2836.4
2	0.18	0.55	0,151	0,076	0.48	26022.24	12490.68	1274.04	3929.35
3	0.41	0.32	0,126	0,086	0.63	26022.24	16394.01	1836.12	3278.80
4	0.18	0.32	0,181	0,102	0.28	26022.24	7286.23	1100.22	4710.02

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 338.27 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 238.88 \text{ kg.m}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

$$L_x = 2,20 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

– Poids propre : $G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$

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

Charge ultime : $qu = 1,35G + 1,5Q = 656.25 \text{ kg/m}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,2}{2,2} = 1,0 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116,89 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 116,89 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 338.27 + 116,89 = 455.16 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 238,88 + 116,89 = 355,77 \text{ kg.m}$$

Moments retenus:

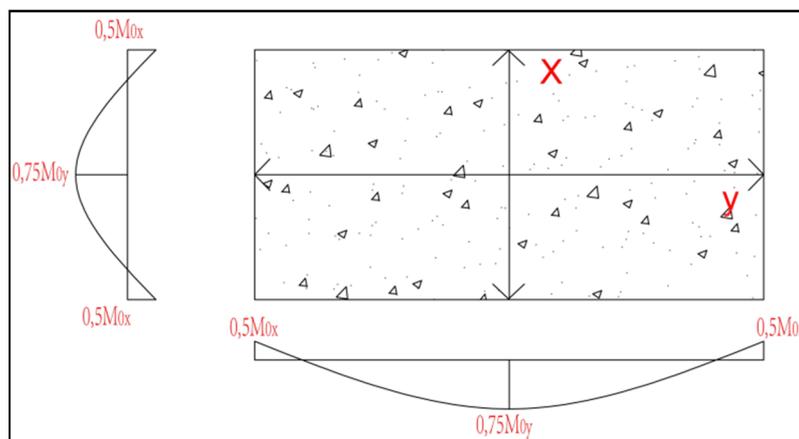
- En travée:

$$M_{tx} = 0,75. M_{0x} = 341,37 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75. M_{0y} = 266,82 \text{ kg.m}$$

- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 227,58 \text{ kg.m}$$



III- 8.5. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100\text{cm}$
- Hauteur de la section : $h = 30\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 27\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{Mpa}$, $\delta_s = 348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable
- En travée :

Sens l_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 3413,7 \text{ N.m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{tx}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{3413,7}{100.13,5^2.14,17} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \lambda = 0$$

$$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9935$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{3413,7}{0,9935 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Ly:

Le moment ultime : $M_{ty} = 2668,20 \text{ N.m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2668,20}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2668,20}{0,995 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 2275,8 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2275,8}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2275,8}{0,996 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens Ly:

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

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,57/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,49/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens Lx:

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1,0}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_x = \frac{0,73cm^2}{ml} < Ax_{min} = 1,20 \rightarrow At_x = Ax_{min} = 1,20cm^2/ml \\ Aa_x = 0,49cm^2/ml < Ax_{min} = 1,20 \rightarrow Aa_x = Ax_{min} = 1,20cm^2/ml \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre : $h_0 = 15cm = 150mm$

On à : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15mm.$

En travée:

Sens Lx:

$$\begin{cases} At_x = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens Ly:

$$\begin{cases} At_y = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec: $\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}$; $et \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5Mpa)$

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

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

On calcule Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges reparties):

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

$V_x = 650,55 \times \frac{2,2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN}$

$$V_y = 650,55 \times \frac{2,2}{3} = 477,07 \text{ N} = 0,477 \text{ KN} = V_x$$

On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1626,39}{2 \times 25 + 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V) \Leftrightarrow \frac{1626,39}{3 \cdot 25} = 21,69 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25\text{cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 21,69 \text{ KN}$$

L'effort total V_{tot} :

$$\text{– Sens } l_x : V_{\text{tot}} = V_x + V_y = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{– Sens } l_y : V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 0,477 + 21,69 = 22,17 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x} ; V_{\text{tot}y}) = 22,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \cdot d} = \frac{22,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,164 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 15\text{cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 1,625$$

donc : $\tau < \bar{\tau}_u$ ————— condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III- 8.6. Les vérifications à L'E.L.S :

Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

Charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2(\text{E.L.S})$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} ; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1185,99\text{kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1185,99}{0,25^2} = 18975,84 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 18975,84 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0.41	0.55	0.109	0.066	1.08	20493.90	2504.35	1799.36
2	0.18	0.55	0.151	0.076	0.48	9108.40	1513.82	967.31
3	0.41	0.32	0.126	0.086	0.63	11954.78	1711.92	1329.37
4	0.18	0.32	0.181	0.102	0.28	5313.24	1070.08	734.28

Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xC} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 348.69 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yC} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 236.96 \text{ kg.m}$$

Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2 ; \text{ ep} = 15 \text{ cm}$$

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

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 ; \text{E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0441 \times 475 \times 2,2^2 = 101,39 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 1,00 \times 101,39 = 101,39 \text{ kg/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 348,69 + 101,39 = 450,08 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yC} + M_{0yr} = 236,96 + 101,39 = 338,35 \text{ kg.m}$$

III-8.7. Les moments en travées et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 450,08 = 337,56 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 338,35 = 253,76 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 225,04 \text{ kg.m}$$

III-9. Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- En travée :

$$M_{tx} = 3375,6 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

On a $A_s = 0$; et $n = 15$

D'où

$$50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0$$

Donc : $y = 3,34 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,34^3 / 3 + 15 \times 3,93(13,5 - 3,34)^2$$

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\delta_{bc} = \frac{3375,6}{7327,14} \times 3,34 = 1,54 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,54 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{————— condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ca nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 225,04 \text{ kg.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,34 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 7327,14 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2250,4}{7327,14} \cdot 3,34 \right) = 1,03 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,03 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 253,76 \text{ kg.m}; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}; \hat{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\hat{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On à } \hat{A}_s = 0; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 2,57 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 2,57^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 2,57)^2$$

$$I = 6192,62 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2537,6}{6192,62} \cdot 2,57 \right) = 1,09 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,09 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t = 20 \text{ cm}$

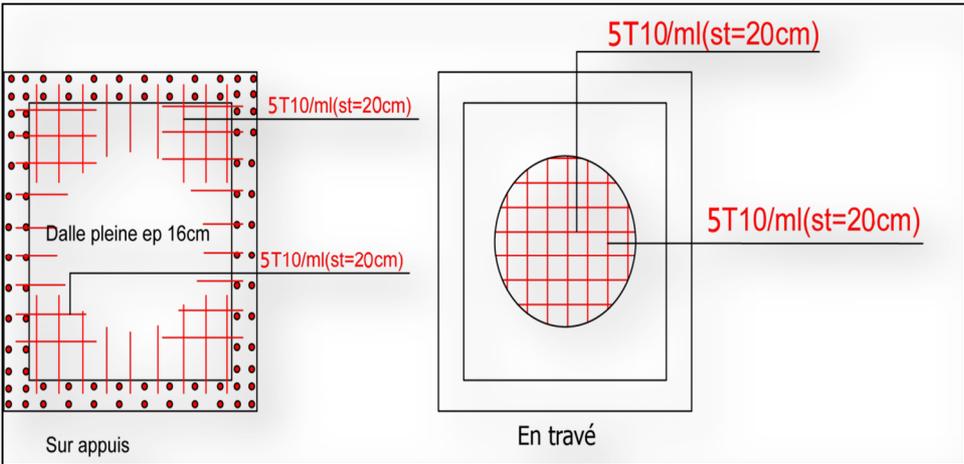


Figure : III. 12. Ferrailage du voile et dalle d'ascenseur

Pré-dimensionnement des éléments de la structure

II-1. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour déterminer l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche $\frac{h_t}{L} \leq \frac{1}{22,5}$

C.B.A.93) Avec: L : la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.

Pour notre cas on a : $L_{\max} = 470\text{m}$ d'où $h_t \geq \frac{470}{22 \cdot 5} = 20.88 \text{ cm}$

- On adopte alors un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 24 \text{ cm}$

Soit : (20+4) cm avec:

- 20 cm pour le corps creux.
- 4 cm pour la dalle de compression.

II- 2. Descente de charge:**II- 2.1. Charge permanente:****II- 2.1.1. Plancher terrasse inaccessible:**

Tableau-II.01. Charge permanente & surcharge d'exploitation plancher terrasse (inaccessible).

Designation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 – Protection en gravillons roulé (4cm)	0.2×4	0.80
2- Etonchèitè multicouche (2cm)	0.12	0.12
3 - Forme de pente en béton léger (5cm)	0.9	0.9
4 – Asphatte coulé sable(2.5cm) + polystyrène	0.66	0.66
5 - Plancher à corps creux + dalle de compression (20+4)	3.2	3.2
6 - Enduit en ciment (e = 2cm)	0.18×2	0.36
La charge Permanente	G=∑Gi	6.04
La surcharge exploitation	Q	1.00

II- 2.1.2. Plancher étage courant à usage d'habitation:**Tableau –II. 02.** Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	1 – Revêtement en carrelage(2cm)	2× 0.2
2 – Morter de pose(2cm)	2× 0.2	0.40
3 - Sable fin pour mortier (2cm)	2× 0.17	0.34
4 - Plancher à corps creux (20+4)	3.20	3.20
5 - Enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0.20
6 - Cloison en briques creuses	9x0.1	0.90
La charge Permanente	G=5.44	
La surcharge d'exploitation	Q=1.5	

II- 2.1.3. Dalle pleine terrasse inaccessible:**Tableau –II.03.** Charge permanente & surcharge d'exploitation dalle pleine terrasse inaccessible sur cage d'escalier.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	1 – Protection en gravillons roulè (4cm)	0.2×4
2– Etonchèité multicouche (2cm)	0.12	0.12
3 – Forme de pente en béton lèger (5cm)	0.9	0.9
4 – Asphatte coulè sable(2.5cm) + polystyrèn	0.66	0.66
5 – plancher à dalle pleine en bèton armè (e =15cm)	0.15× 25	3.75
6 – Enduit en ciment (2cm)	0.18× 20	0.20
La charge permanent	G=6.43	
La charge d'exploitation	Q= 1,00	

II- 2.1.4.Dalle pleine étages courants: séchoirs

Tableau –II.04. Charge permanente & surcharge d'exploitation dalle pleine étages courants.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1- Carrelage y compris mortier de pose (2cm)	0.75	0.75
2- Sable fin pour mortier (2cm)	18x0.02	0.36
3- Dalle pleine (e =15 cm)	0.15x25	3.75
4- Enduit en plâtre (2cm)	0.1x20	0.20
La charge permanente	G=∑Gi = 5.06	
La surcharge d'exploitation	Q = 3.50	

II- 2.1.5.Dalle pleine pour auvent terrasse (inaccessible):

Tableau –II.05. Charge permanente & surcharge d'exploitation dalle pleine auvent (+3.06).

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Protection en gravillons roulè(4cm)	0.2×4	0.80
2 - Etonchèitè multicouche(2cm)	0.12	0.12
3 - Forme de pente en béton léger (5cm)	0.9	0.90
4 - Asphatte coulè sable (2.5cm) + polystyrèn	0.66	0.66
La charge permanente	G=∑Gi	2.48
La surcharge d'exploitation	Q	1.00

II- 2.1.6.Murs de façade (extérieur):

Tableau –II.06. Charge permanente des Murs extérieur.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	2x0.18	0.36
2 - Parois en brique creuse extérieur (e =15cm)	9x0.15	1.35
3 - Parois en brique creuse intérieur (e =10cm)	9x0.10	0.90
4 - Enduit intérieur en ciment (e =1.5cm)	1.50x0.18	0.27
	G=∑Gi	2.88

II-2.1.7.Murs intérieurs:

Tableau –II– 07. Charge permanente Murs intérieurs.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1- Enduit en ciment face 1 (e=1.5cm)	1.5x0.18	0.27
2- Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9x0.10	0.90
3- Enduit en ciment face 2 (e=1.5cm)	1.5x0.18	0.27
	G=∑Gi	1.44

II- 2.1.8. Acrotère en béton armé:

$$G_a = [(0.1 \times 0.7) + (0.08 \times 0.1) + \frac{1}{2}(0.02 \times 0.1)] \times 25$$

$$G_a = 1.975 \text{ KN/ml}$$

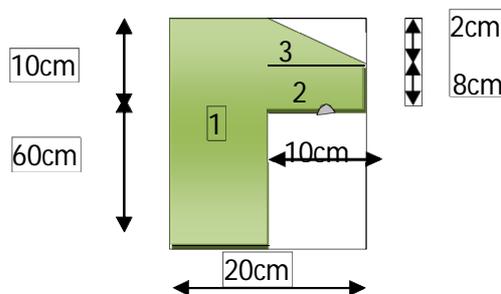


Figure –II.01. Coupe sur acrotère.

II- 2.2. Surcharge d'exploitation:

- Surcharge d'exploitation du plancher (du RDC au 09^{ème} étages) habitations $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

II-2.2.1.Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation:

Soit q_0 la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1 Q_2 Q_3...Q_n$ les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes:

Sous toit ou terrasse	Q_0
Sous dernier étage (Étage 1)	$Q_0+ Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur :	
(Étage 2)	$Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$
(Étage 3).	$Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
(Étage 4)	$Q_0+ 0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
(Étage n)	$Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+.....Q_n)$

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

Tableau –II.08. La loi de dégression.

Niveau	La dégression des charges par niveau (kN/m ²)	charge (kN/m ²)
Terrasse	$NQ_0=1$	1
09	$NQ_1= Q_0+ Q_1$	2,50
08	$NQ_2= Q_0+0,95 (Q_1+ Q_2)$	3,85
07	$NQ_3= Q_0+0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$	5,05
06	$NQ_4= Q_0+0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	6,10
05	$NQ_5= Q_0+0,80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	7,00
04	$NQ_6= Q_0+0,75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	7,75
03	$NQ_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,45
02	$NQ_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,28
01	$NQ_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10,04
R.D.C	$NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	10,75

II- 3.Prédimensionnement des poutres :

D'après le R.P.A.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité est le suivant : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

- h_t : hauteur total de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

Deux types de poutres:

- Poutres principales : $L_{\max} = 560 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $L_{\max} = 520 \text{ cm}$

II- 3.1. Pré dimensionnement des poutres principales :

Poutre principale : $L_{\max} = 560 \text{ cm}$

$$\frac{560}{15} < h_t < \frac{560}{10} < h$$

$$37,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 56 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

- $b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ ----- \rightarrow condition vérifiée.
- $h_t = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ----- \rightarrow condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,28 < 4$ ----- \rightarrow condition vérifiée.

On prend la section des poutres principales : **(35x45)**.

II- 3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

Poutre principale : $L_{\max} = 520 \text{ cm}$

$$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10}$$

$$34,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 52 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ ----- \rightarrow condition vérifiée.
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ----- \rightarrow condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,33 < 4$ ----- \rightarrow condition vérifiée.

On prend la section des poutres secondaires :(30x40).

II-4. Pré dimensionnement des poteaux:

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité.

La section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

On a choisi 3 types de coffrage (section) :

- Type 1- du RDC jusqu'au 3^{ème} étage.
- Type 2- du 4^{ème} au 6^{ème} étage.
- Type 3- du 7^{ème} au 9^{ème} étage.

Calcul de l'effort normal ultime sollicitant les poteaux:

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

$G = n \times (S \times G + G_{pp} + G_{ps})$. Avec: n (le nombre de niveaux en dessus du poteau.) $n = 09$

S :La surface afférente est donnée par :

$$S = \left(\frac{4,75}{2} + \frac{6,45}{2}\right) \times \left(\frac{3,25}{2} + \frac{4,55}{2}\right)$$

$$S=21,84 \text{ m}^2$$

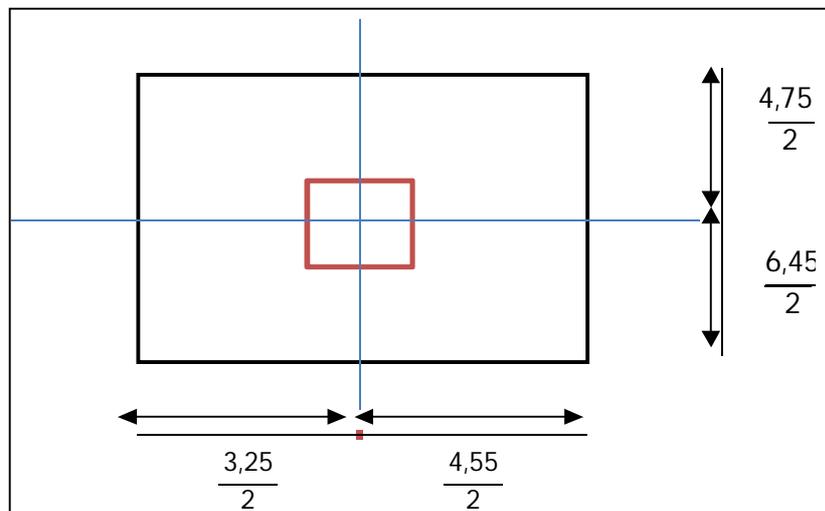


Figure –II.02. Le poteau (C5) le plus sollicité du plancher.

II- 4.1.Prédimensionnement des poteaux type1: Du RDC jusqu'au 3^{ème}étag

II- 4.1.1. Efforts de compression dus aux charges permanentes N_u

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

Avec

$$G = G_{\text{terrasse}} + 10G_{\text{étage}}$$

$$= 60,44$$

$$G_{\text{pp}} = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times 5,60 = 22,05 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ps}} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 5,20 = 15,6 \text{ KN}$$

$$G = G \times S + 10G_{\text{pp}} + 10G_{\text{ps}}. \text{ Avec: } =G = G_{\text{terrasse}} + 10 G_{\text{étage}}$$

$$G = 60,44 \times 21,84 + 10(22,05) + 10(15,6)$$

$$G = 1696,50 \text{ kN}$$

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 1696,50 = 1866,15 \text{ KN}$$

II- 4.1.2. Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q

$$N_Q = Q \times S \times 1,1$$

$$Q = 10,75 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 21,84 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 1,1(21,84 \times 10,75) = 258,25 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1866,15 + 1,5 \times 258,25$$

$$N_u = 2906,68 \text{ KN}$$

II-4.1.3. Détermination de la section du poteau ($a \times b$)

- Détermination de a:
- Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement

c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

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

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

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290 a$$

Avec:

- L_f : longueur de flambement
- i : rayon de giration
- B : section des poteaux
- λ : L'élanement du poteau
- I : Moment d'inertie de la section par rapporte a passant

. par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm}$$

$$\lambda \geq 50$$

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda \geq 50$$

$$\lambda \geq \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$$a \leq \frac{214,2}{0,289 \times 50}$$

$$a \leq 14,82$$

On prend : a= 50 cm.

- Détermination de b:

Selon les règles B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_u

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

$$B_r = (a - 2)(b - 2), B_r = (50 - 2)(b - 2) \quad B_r = 48(b - 2)$$

$A_s = 0,7\%$ (zone I) Selon RPA 99 version 2003

$$A_s = 0,007[48(b - 2)] \quad A_s = 0,336(b - 2)$$

Avec:

- B_r : section réduite.
- α : coefficient fonction de λ .
- A_s : section d'armature longitudinales.
- $\alpha = ?$ Donc : on a :

$$\lambda \geq 50$$

$$\lambda \geq \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{0,289 \times 50} \leq 50$$

$$14,82 \leq 50$$

$$\lambda = 14,82$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,82}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1,03} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

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

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

$$N_u \leq 0,82 \times \left[\frac{48(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,336(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 100,56 b - 201,14$$

$$2906,68 \leq 82,45b - 164,93$$

$$b \geq \frac{3071,61}{82,45}$$

$$b \geq 37,25\text{cm}$$

Donc on prend : b = 50 cm

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 3^{ème} étage (50 × 50)cm².

Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

min(a.b) = 50cm > 25cm..... Condition vérifiée.

min(a.b) = 50cm > $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$Condition vérifiée

1/4 < a/b = 1/4 > 1..... Condition vérifiée

II- 4.2.Prédimensionnement des poteaux type2: Du 4^{ème} au 6^{ème} étage

$$n=6$$

$$Q = 7,75\text{KN/m}$$

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

$$G_{\text{poutre principale}} = G_{pp} = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times 5,60 = 22,05 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre secondaire}} = G_{ps} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 5,20 = 15,60 \text{ KN}$$

$$G = (6,04 + 6(5,44))S + (22,05)6 + (15,6)6$$

$$G = 1070,67\text{KN}$$

$$N_G = 1,1G = 1,1 \times 1070,67\text{KN}$$

$$N_G = 1177,73 \text{ KN}$$

$$N_0 = Q \times S \times 1,1 \quad Q = 7,75 \text{ KN/m}^2 \quad S = 21,84 \text{ m}^2$$

$$N_0 = 1,1(7,75 \times 21,84) = 186,18 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_0$$

$$N_u = 1,35 \times 1177,73 + 1,5 \times 186,18 = 1869,22 \text{ KN} \quad N_u = 1869,22 \text{ KN}$$

$$a \geq 14,82$$

On prend : a = 45cm.

– Détermination de b :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \quad \text{Donc } \lambda = 16,47$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{16,47}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1,04} = 0,81$$

$$\alpha = 0,81$$

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

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}, \quad \gamma_b = 1,5, \quad \gamma_s = 1,15.$$

$$N_u \leq 0,81 \times \left[\frac{43(b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,301(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$1869,22 \leq 72,97b - 145,95$$

$$b \geq \frac{2015,17}{72,97}$$

$$b \geq 27,61$$

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

Donc les poteaux supérieurs ont : du 4^{ème} au 6^{ème} étage (45 × 45) cm²

Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003

min(a.b) = 45 cm > 25cmCondition vérifiée

min(a.b) = 45 cm > $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée

1/4 < a / b = 1/4 < 1.....Condition vérifiée

II- 4.3.Prédimensionnement des poteaux type3 : Du 7^{ème} au 9^{ème} étage

n=3

$$Q = 5,05 \text{ KN}$$

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$G = (6,04 + 3(5,44))S + 3(22,05) + 3(15,60)$$

$$G = 601,29\text{KN}$$

$$N_G = 1,1 G = 661,42\text{KN}$$

$$N_G = 661,42\text{KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S$$

$$Q = 5,05\text{KN}$$

$$S = 21,84\text{KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times (5,05 \times 21,84) = 121,32\text{KN}$$

$$N_U = 1,35(661,42) + 1,5(121,32)$$

$$N_U = 1074,90\text{KN}$$

$$L_0 = 3,06\text{m} ; L_f = 0,7 l_0 = 2,141\text{m} = 214,20\text{ cm}$$

$$a \geq 14,82$$

on prend : a = 40 cm

- Détermination de b :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \quad \text{Donc } \lambda = 18,53$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{18,53}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1,05} = 0,80$$

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_c 28}{0,9 \gamma b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_U \leq 0,80 \left[\frac{38(b-2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,266(b-2) \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$1046,64 \leq 63,69 b - 127,39$$

$$b \geq \frac{1174,03}{63,69}$$

$$b \geq 16,87$$

on prend : = 40cm

Donc les poteaux supérieurs ont : du 7^{ème} au 9^{ème} étage (40 × 40) cm²

Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a \cdot b) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots C.V \\ \min(a \cdot b) = 40\text{cm} > \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 0,25 < 1 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

II-5. Prédimensionnement des voiles de contreventement :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme Le **R.P.A 99(version2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant

La condition suivante : $\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq he/22 \end{array} \right.$ avec :

- L:longueur de voile.
 - h_e : hauteur d'étage(3,06)m.
 - a:épaisseur du voile / avec a_{min} = 15cm.
- $a \geq \frac{306}{22} = 13,90 \text{ cm}$ on prend a = 20cm

Tableau –II.09. Dimensions des éléments porteurs

	Sections	Sections	Sections
Poteaux	RDC jusqu'au 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage
	(50x50) cm ²	(45x45) cm ²	(40x40)cm
Poutres principales	(35x45) cm ²		
Poutre secondaires	(30x40) cm ²		
Voiles	20 cm		
Plancher	(20+4) cm		

Présentation du projet et généralité

I.1- Présentation du projet :

Notre projet fin d'études consiste à faire le dimensionnement de l'ossature en béton armé d'un bâtiment à RDC +9 à usage d'habitation avec 4 F4 par étage, implantée dans le territoire de la ville de Tiaret, classée zone de faible sismicité : zone I selon les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).

Le bloc à étudier est de forme régulière (forme rectangulaire en plan) composé de 04 travées dans le sens transversal (axe B à D) à l'exception des axes A et I qui ont 02 travées. Dans le sens longitudinal : 03 travées sur les axes 01 et 06, 07 travées sur les axes 02 et 05.

I.2- Caractéristiques géométriques de la structure :

I.2.1-Dimensions en élévation:

- La hauteur de R.D.C..... 3.06 m.
- La hauteur des étages courants..... 3.06 m.
- La hauteur totale de bâtiment..... 30.6 m.

I.2.2-Dimensions en plans:

- Longueur totale.....30.70 m.
- Largeur totale.....23.80 m.

I-2.3.Ossature et système constructif adopté :

I-2.3.1. Ossature :

Elle est constituée par l'ensemble des éléments structuraux qui sont les poteaux, poutres et voiles de contreventement. Ils assurent la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) et horizontales (vent et séisme).

I-2.3.2. Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux.
- Dalles pleines pour les balcons.

I-2.3.3. Escaliers :

On a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées avec un seul palier utilisé pour l'accès aux étages (du RDC jusqu'au 09^{ème} étage).

I-2.3.4. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 30 cm d'épaisseur (15+10+5). Les cloisons de répartition au niveau des étages ont une épaisseur brute de 10 cm.

I-2.3.5. Revêtement :

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

I-2.3.6- Isolations :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher (épaisseur) et par le vide d'air (lame d'air) des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par une couches d'isolant (liège, polystirene etc....) pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I-3. Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, le sol d'assise de la construction est un sol meuble dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ pour un ancrage $D = 2 \text{ m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,8 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$.
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I-4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I-4.1. Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction des ouvrages doit être conforme aux normes et règles techniques de conception et du calcul des structures (B.A.E.L.91, CBA 93 et R.P.A 99 V.2003).

La composition d'un mètre cube (m³) de béton courant est défini comme suit :

- **350 Kg** de ciment CPJ42.5
- **400 L** de sable $dg \leq 5 \text{ mm}$
- **800 L** de gravillons $dg \leq 25 \text{ mm}$
- **175 L** d'eau de gâchage.

La préparation du béton (malaxage) se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 étapes suivantes :

- La mise en place d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place du ferrailage (armatures) dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

- **Economie:** Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression. Son association avec des armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction importants.
- **Souplesse** des formes: Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance** aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct et suffisant des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance** au feu; le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

Les inconvénients du béton armé sont :

La fissuration constitue un handicap majeur pour le béton armé, particulièrement le retrait et le fluage qui constituent des inconvénients difficile cernés.

I- 4.1.1- Résistance mécanique :

a- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière, elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour : j ≥ 60 jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

b - Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par la relation: $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

c - Méthode de calcul:

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:

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du 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 (E.L.U) :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

– Etat limite de service (E.L.S):

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

I- 4.1.2. Définition des contraintes de calcul :

– Etat limite de résistance :

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.

a - Diagramme parabole-rectangle :

C'est un diagramme déformations - contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas

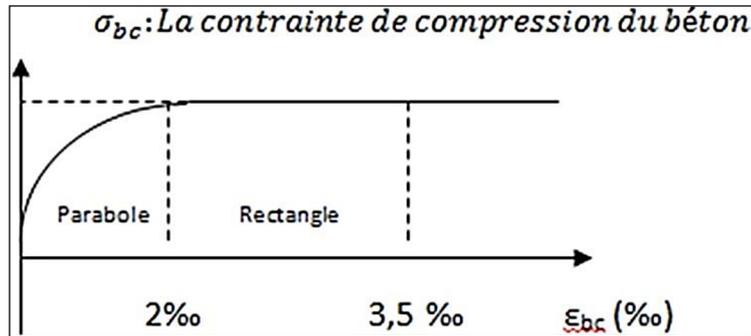


Figure –I . 01 .Diagramme parabole-rectangulaire (idéalisé).

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{ ‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$ cas générale ;

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles ;

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b - Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

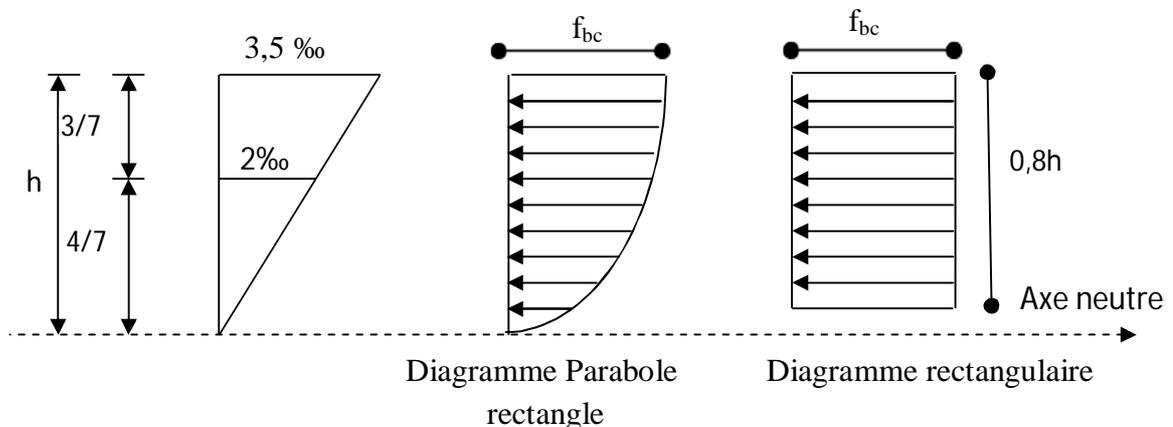


Figure –I. 02. Diagramme rectangulaire

I- 4.1.3. Contrainte admissible de cisaillement:

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5\text{Mpa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4\text{Mpa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$ avec : b_0 : largeur de la pièce. d : hauteur utile.

I- 4.1.4. Modules de déformation longitudinale du béton:

- Module de déformation instantanée:

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

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $E_{i28} = 32129,70\text{Mpa}$.

- Module de déformation différée:

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $E_{i28} = 10807,26\text{Mpa}$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I- 4.1.5. 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 égal à :

0,2 pour E.L.S (béton non fissuré),

et 0 pour E.L.U (béton fissuré) ;

I- 4.2. Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de:

- Nuance 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 utilise les nuances d'aciers suivants:
- Acier naturel (feE215, feE235);
- Acier à haute adhérence (feE400, feE500) ;

- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L feE500) ;
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s=200\ 000$ Mpa ;

I- 4.2.1. Diagramme déformation-contrainte de calcul

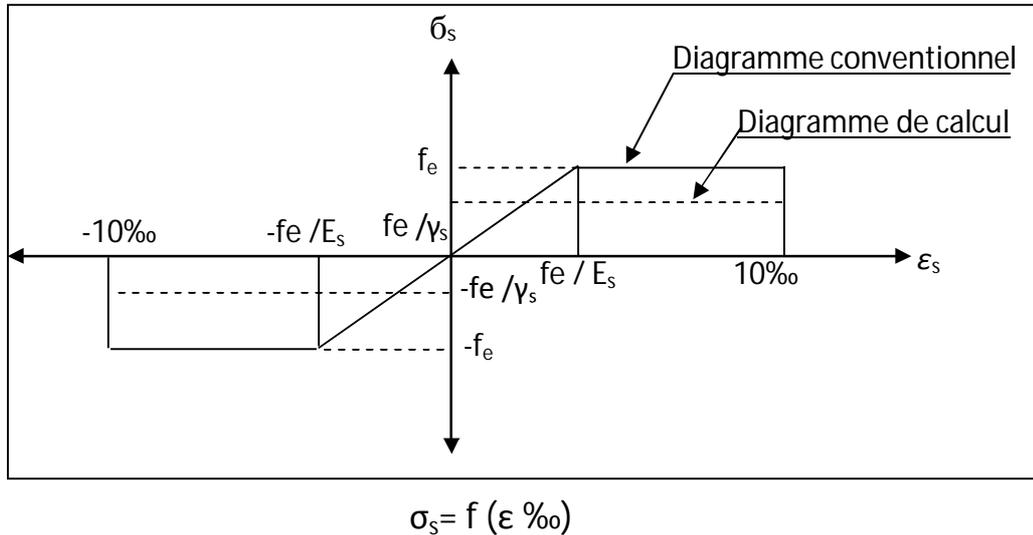


Figure –I .03. Diagramme de déformations-contraintes

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

$\gamma_s=1.15$ cas général.

$\gamma_s=1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

I- 4.2.2. Contraintes limites de traction des armatures

Fissuration peu préjudiciable..... $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable..... $\sigma_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa ;

Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa

η : coefficient de fissuration ;

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour ronds lisses;} \\ \eta = 1,6 \text{ pour hautes adhérences avec } \phi \geq 6\text{mm;} \\ \eta = 1,3 \text{ pour hautes adhérences avec } \phi \leq 6\text{mm;} \end{cases}$$

- Poids volumique:
- Béton armé : $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
- Béton non armé : $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
- Acier : $\gamma_a =78,5 \text{ KN/m}^3$

I- 5. Etats limites:

Selon les règles **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R.**
- Etats limites de service **E.L.S.**

I-5.1. E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version2003).

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

I-5.1.1. Hypothèses 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: $\epsilon_{bc}= 3,5\%$ en flexion composé et à 2% en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc}=10\%$.
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour:
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

I-5.1.2. Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé, on peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- 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.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

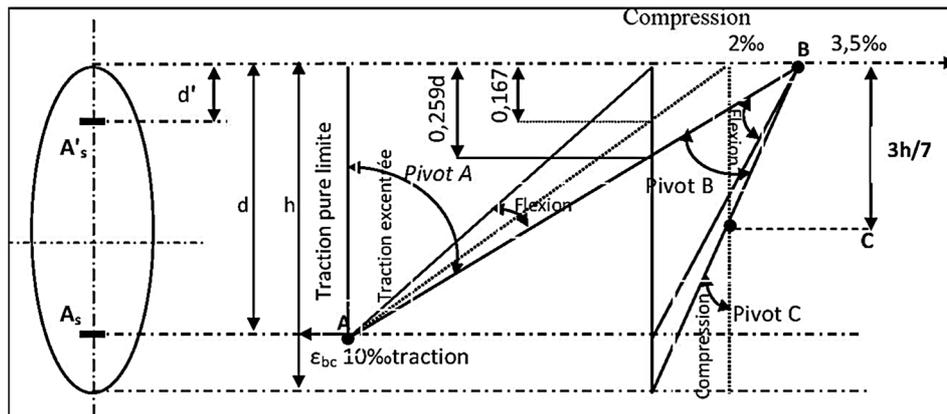


Figure –I. 04. Diagramme des déformations limitées de la section

I-5.2. E.L.S:

Il consiste à l'équilibrer des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

I-5.2.1. Hypothèses 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 dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

– Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$$\eta = E_s/E_b=15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I-5.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : Combinaison d'action **1,35G+1,5Q**

Etat limite de service : Combinaison d'action : **G+Q**

–Les règles parasismiques algériennes préconisent les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ G + Q \pm 1,2 E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G}: \text{ Charge permanente} \\ \mathbf{Q} : \text{ Charge d'exploitation} \\ \mathbf{E}: \text{ Effort de séisme.} \end{array} \right.$$

Bibliographie :

- 1) D.T.R.B.C.2.48 Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 v2003).
- 2) Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé C.B.A 93.
- 3) D.T.R.B.C.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- 4) Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- 5) Règles neige et vent NV65 et 84 modifiés 95.
- 6) Mémoires de fin d'études / université de Tiaret.
- 7) Logiciels utilisés :
 - ✓ Logiciel de calcul de structure : ETABS 9,7.
 - ✓ Logiciel de dessin : AUTO CAD 2016.
 - ✓ Logiciel WORD
 - ✓ Logiciel EXCEL
 - ✓ PowerPoint 2003.
- 8) Cours :
 - ✓ Polycopié, Béton armé (Mr : Mimouni Mohamed) 1er Année Master (2017-2018), Université de Tiaret.
 - ✓ Polycopié, Analyse des structures II (Mr : Boudierba Bachir) 1er Année Master Novembre 2017, Université de Tiaret.

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة سكنية من الخرسانة المسلحة ذات طابق أرضي وتسعة طوابق تمت بنائها في ولاية تيارت المصنفة ضمن نشاط زلزالي ضعيف، مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران) مسلحة كما أن لها منظر على شكل مستطيل، ميزة المشروع تتطلب ضمان قوة البناء في مواجهة التأثيرات المختلفة والأخذ بعين الاعتبار الجانب الاقتصادي ثم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر .

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (RPA99 version 2003 CBA93 , BAEL91, ETABS v 9.7.)

كلمات مفتاحية: خرسانة مسلحة، تدعيم مختلط، نموذج، دراسة ديناميكية.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude de l'ossature d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé (R+9) implanté à Tiaret, wilaya classée comme zone de faible sismicité (zone I).

Le bâtiment est de forme rectangulaire, et symétrique en plan qu'en élévations. Sa stabilité est assurée par un système de contreventement mixte (portiques +voiles), vis-à-vis des charges sismiques particulièrement.

L'aspect économique est un facteur important à ne pas omettre et la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91).

L'étude dynamique a été faite par une modélisation en 3D sur le Logiciel (ETABS v 9.7) basé sur le calcul aux éléments finis.

Mots clés : Ossature, Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique.

Abstract

The aim of this work is the study of the frame structure of dwelling building with use of reinforced concrete (R+9) established in Tiaret ,a town which is classified as a low seismicity zone .

The building is rectangular and symmetrically shaped and its stability is ensured by a mixed system of wind-bracing (gantry +sails), the specificity of the project need to ensure the strength of our construction in the different effects while taking into account the economic side.

The design was made according to the current building regulations (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91). The dynamic study was made by using3D modeling Software (ETABS v 9.6).

Keywords : Frame, reinforced concrete, mixed bracing, modeling, dynamic study.