

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



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

ARIBI ATIKA

LAIDI NOUR ELHOUDA

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation situé
à TIARET**

Soutenu publiquement le 30/09/2020 devant le jury composé de :

Mr : G. ABADA.

Président

Mr : D.I .KLOUCHE.

Rapporteur

Mr: M .MIMOUNI.

Examineur

Mr: B.A. BENYAMINA.

Examineur

PROMOTION : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Nous remercierons d'abord le bon DIEU le tout puissant qui nous a guidé et nous a donné la force et la volante de réaliser cette modeste travail.

Nous voulons remercier notre encadreur Mr : KLOUCHE. D. iBrahim d'avoir accepté d'être l'Encadreur de ce mémoire, et de nous avoir accordé la chance de faire ce travail et pour les remarques et suggestions qui nous ont permis de l'améliorer.

Nous le remercions pour ses conseils, ses recommandations et sa confiance, c'est un grand honneur pour nous.

Nous le remercions aussi énormément pour son aide très appréciée : il nous a guidé, encouragé, conseillé. Son soutien moral, sa confiance en nous ont beaucoup servi tout le long de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier le président et les membres du jury, qui nous ont honoré par leur présence et leur acceptation d'évaluer notre mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi aux enseignants de l'université IBN KHALDOUN, spécialement Mr BOUAKKAZ.K le chef de département de GC

Enfin, nous tenons à remercier nos familles et nos amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Nous s'excusons d'ores et déjà pour les personnes que nous allons oublier...

Merci à tous et à toutes



Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence. Je dédie ce modeste travail :

Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis D'arriver à ce stade d'éducation. Je le dédie aussi à :

Mes sœurs (Hanene, Nadia, Mbareka, Nouzha), qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec moi ma chérie amie et Binôme « Houda » et à mes amies (Hammaze Ismaïhan wafaa, ghlamallah Rania). A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

Aribi Atika

Dédicace



Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence. Je dédie ce modeste travail :

Mon père et ma mère qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis D'arriver à ce stade d'éducation. Je le dédie aussi à :

Mes frères (Ahmed, Djafer, Yacine), qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec moi ma chérie amie et Binôme « Atika » et à mes amies (Hammaze Ismahan wafaa, Ghlamallah rania). A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

Laidi Nour-El-Houda



NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service.
E.L.U	Etat Limite Ultime.
Cte	Valeur Constance.
A_s	Section D'aciers.
A_s'	Saction D'aciers Comprimés.
A_{max} , A_{min}	Section D'aciers Maximale Et Minimale.
A.N	Axe Neutre.
A_s	Armatures Supérieures.
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales.
B_r	Section Réduite.
B₀	Section Homogène Totale.
E_s	Module D'élasticité.
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton.
G	Action Permanente.
I₀	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_{ax}	Moment fléchissant Au Centre D'un Panneau De dalle Articulé.
M_{oy}	Moment fléchissant Au Centre D'un Panneau De dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A I _y .
N_{ser}	Effort Normal De Service.
N_u	Effort Normal Ultime.
P_{ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
V_u	Effort Tranchant A L'E.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.
b₀	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T.
b₁	Largeur D'une Ail De Tension En T.
D	Hauteur Utile D'une Section.

e_0	Excentricité par rapport du centre de gravité du béton.
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28j.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours.
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 jours.
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_0	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 acier tendus.
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e/y_s).
II	Coefficient de fissuration.
λ	Elancement géométrique.
M	Coefficient de frottement acier/béton.
N	Coefficient de poisson : effort normal réduit.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S.
σ_s	Contrainte de traction de l'acier.
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 figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Figure I. 1 : Diagramme Contrainte – déformation du béton	7
Figure I. 2 : Diagramme rectangulaire	8
Figure I.3 : Diagramme Contrainte –déformation de l'acier	10

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.

Figure II.1 : Dessin d'un plancher en corps creux.....	14
Figure II.2 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	14
Figure II.3 : Coupe d'un plancher à corps creux d'un plancher Terrasse.....	15
Figure II.4 : Coupe d'un plancher à corps creux d'un plancher Etage courant.....	17
Figure II.5 : Coupe de l'acrotère.....	18
Figure 0.06 : La section le plus sollicitée du poteau.....	23
Figure 0.08 : Schéma de voile.....	27

CHAPITRE III: Etude des planchers.

Figure III.1 : Plancher à corps creux.....	29
Figure III.2 : Coupe sur planche.....	30
Figure III.3 : plancher en corps creux.....	30
Figure III.4 : Principe de calcul des moments.....	33
Figure III.5 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).....	34
Figure III.6 : Principe de calcul de l'effort tranchant.....	34
Figure III.7 : Valeurs admissibles (travée intermédiaire).....	37
Figure III.8 : valeurs admissibles (travée de rive).....	37
Figure III.9 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1).....	36
Figure III.10 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2).....	36
Figure III.11 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3).....	37
Figure III.12 : Les types des poutrelles de plancher Etages courants et RDC.....	38

Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant [KN.m] Type 01.....	41
Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchant [KN] Type 01.....	41
Figure III.15 : Travée avec des charges minimales.....	44
Figure III.16 : Travée avec des charges maximales.....	45
Figure III.17 : Schéma de la bielle d'about.....	54
Figure III.18 : Dessin de ferrailage des poutrelles Etage courant et RDC (16+4).....	60
Figure III.19 : Dessin de ferrailage des poutrelles Etage courant et RDC (20+4).....	60
Figure III.20 : Les types des poutrelles de Terrasse inaccessible.....	61
Figure III.21: Schéma de la bielle d'about.....	72
Figure III.22 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse (16+4).....	81
Figure III.23 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse (20+4).....	81
Figure III.22 : Ferrailage de la dalle de compression.....	82
CHAPITER IV: Calcul des éléments non structuraux.	
Figure IV.1 : Dimensions de l'acrotère.....	84
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère	88
Figure IV.3 : Schéma du balcon étage courant.....	90
Figure IV. 4 : Schéma ferrailage du balcon.....	99
Figure IV.5 : Coupe descriptive d'un escalier	101
Figure IV.6 Escalier avec marches consoles.	102
Figure IV.7 : Escalier console.	103
Figure IV.8 : Schéma d'évaluation des charges (marches consols).....	103
Figure IV.9 : diagrammes de (M) et (T) des marches	104
Figure. IV.10: Ferrailage des escaliers.....	107
Figure IV.11 : Schéma d'un ascenseur	108
Figure IV.12 : Schéma d'un ascenseur	110

Figure IV.13 : Abaque de détermination de suspentes.....	111
Figure IV.14 : Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.....	113
Figure IV.15 : Schéma de la surface d'impact.....	113
Figure IV.16 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	114
Figure IV.17 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.	114
Figure IV.18 : Moments de la dalle	117
Figure IV.19 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	124
Figure IV.20 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	124

CHAPITRE V: Etude parasismique

Figure V.1 : Analyse de la structure Mode 1	128
Figure V.2 : Analyse de la structure Mode 2	130
Figure V.3 : Analyse de la structure Mode 3	131
Figure V.4 : Analyse de la structure Mode 4	133

CHAPITRE VI: Etude des portiques.

Figure VI.1 Ferrailage des poutres principales (40× 30) cm^2	156
Figure VI.2 : Ferrailage des poutres secondaires (40× 30) cm^2	157
Figure VI.3 : Ferrailage des poutres secondaires (30× 30) cm^2	158
Figure VI.4 : La zone nodale.....	167
Figure VI.5 : Ferrailages des sections des poteaux	168

CHAPITRE VII: Etude des voiles.

Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux	172
Figure VII.2 : La disposition armatures verticales dans les voiles	175
Figure VII.03 : Disposition du ferrailage du voile.....	175
Figure VII.04 : Schéma de ferrailage du voile v_{x1}	177
Figure VII.05 : Schéma de ferrailage du voile v_{y1}	178

Figure VII.06 : Schéma de ferrailage du voile v_{x2}178

Figure VII.07 : Schéma de ferrailage du voile v_{y2}178

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.

Figure VIII.1 : Dimensions panneau Pour le cas défavorable.....186

Figure VIII.2 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (4,5m).....187

Figure VIII.03 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (3,05m)....189

Figure VIII.04 : Schéma représentant la poutre de libage.....191

Figure VIII.05 : Schéma du ferrailage de la dalle192

Figure VIII.06 : Coupe longitudinal de la nervure.....192

Figure VIII.07 : Coupe transversal de la nervure.....193

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau I.1 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....	10
--	----

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure.

Tableau II.1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation (plancher terrasse inaccessible)	16
---	----

Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation (Plancher étage courant).....	16
---	----

Tableau II.3 : Charge permanente des Murs extérieur.....	17
--	----

Tableau II.4 : Charge permanente Murs intérieurs.....	17
---	----

Tableau II.5 : Charge permanente.....	18
---------------------------------------	----

Tableau II.06 : La loi de dégression.....	19
---	----

Tableau II.07 : Dimensionnement des poutrelles.....	20
---	----

Tableau II.08 : Dimensions des éléments porteurs.....	27
---	----

CHAPITRE III: Etude des planchers.

Tableau III.1 : Dimensionnement des poutrelles	30
--	----

Tableau III.2 : Combinaison des charges	32
---	----

Tableau III.3 : Les vérifications de la poutrelle type 01	39
---	----

Tableau III .04 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1.....	41
--	----

Tableau III.05 : Les vérifications des poutrelles type 02.....	42
--	----

Tableau III.06 : Les vérifications des poutrelles type 03	43
---	----

Tableau III .07 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2.....	46
--	----

Tableau III .08 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3.....	46
--	----

Tableau III .09 : Dimensionnement des poutrelles.	47
--	----

Tableau III .10 : choix de ferrailage d'Etage courant et RDC.....	51
---	----

Tableau III. 11 : Récapitulatif des résultats trouvés du plancher terrasse.....	65
---	----

Tableau III .12 : choix de ferrailage de Terrasse inaccessible.....	69
---	----

CHAPITER IV: Calcul des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Descente des charges.	89
---	----

Tableau IV.2 : Choix de ferrailage de balcon.....	93
---	----

Tableau IV.3 : Caractéristiques des câbles.....	111
---	-----

Tableau IV.4 : Résultats des moments isostatiques des rectangles.....	116
---	-----

CHAPITRE V: Etude parasismique

Tableau V.1 : Analyse de la structure Mode 1	129
--	-----

Tableau V.2 : Analyse de la structure Mode 2	130
--	-----

Tableau V.3 : Analyse de la structure Mode 3	132
--	-----

Tableau V.4 : Analyse de la structure Mode 4	133
--	-----

Tableau V.5 : Coefficient d'accélération de zone.....	136
---	-----

Tableau V.6 : Périodes associées à la catégorie de site.....	136
--	-----

Tableau V.7 : Pourcentage d'amortissement critique.	137
--	-----

Tableau V.8 : Les sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles.....	138
---	-----

Tableau V.9 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	139
--	-----

Tableau V.10 : Coefficient de pondération.....	140
--	-----

Tableau V.11 : Vérification des forces sismiques à la base.....	140
---	-----

Tableau V.12 : Valeurs de Vdx et Vdy.....	141
---	-----

Tableau V.13 les coefficients modale	142
--	-----

Tableau V.14 : Efforts normales réduits.....	143
--	-----

Tableau V.15 : Déplacement inter étages.....	144
--	-----

Tableau V.16 : Effet P- Δ	145
--	-----

CHAPITRE VI: Etude des portiques.

Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres.....	151
--	-----

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à E.L.S des poutres	155
---	-----

Tableau VI.3 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.....	160
Tableau VI.4 : Sollicitations du premier genre.....	160
Tableau VI.5 : Sollicitations du deuxième genre.....	160
Tableau VI.6 : Ferrailage des poteaux.....	165

CHAPITRE VII: Etude des voiles.

Tableau VII.01 : Efforts et sections d'armature dans les voiles.....	176
Tableau VII.02 : Ferrailage des voiles.....	176
Tableau VII.03 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.	177

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure.

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens	186
---	-----

Sommaire

INTRODUCTION :

- Introduction générale(02)

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul.

- I-1- Description du projet..... (04)
- I-2- Les caractéristiques géotechniques du projet..... (04)
- I-3- Description techniques du bâtiment.....(04)
- I-4- Contrainte admissible du sol (05)
- I-5- Actions et sollicitations(05)
- I-6- Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées(06)
 - Béton(06)
 - Acier.....(09)
- I-7- Hypothèses de calcul(12)

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments de la structure.

- II-1- Introduction(14)
- II-2- Plancher (14)
 - II-2-1-Pré dimensionnement du plancher(14)
 - II-2-1-1-Plancher à corps creux (14)
 - II-2-1-1-2 Détermination de l'épaisseur de plancher..... (15)
- II-3- Descente de charge.....(15)
- II-4- Les poutrelles.....(20)
 - II-4-1- Définition.....(20)
 - II-4-2- Dimensionnement des poutrelles.....(20)
- II-5- Les poutres.....(21)
 - II-5-1- Définition..... (21)
 - II-5-2- Dimensionnement des poutres..... (21)
- II-6- Les poteaux..... (23)
 - II-6-1- Définition..... (23)
 - II-6-2-Dimensionnement des poteaux..... (23)
- II-7- Les voiles..... (26)
 - II-7-1- Définition..... (26)
 - II-7-2-Dimensionnement des voiles..... (26)

CHAPITRE III : Etude des planchers.

- III-1- Introduction (29)
- III-2- Calcul de planche a corps creux..... (29)
 - III-2-1- Pré dimensionnement.....(30)
 - III-2-2-Les méthodes de calcul des poutrelles..... (32)
 - III-2-2-1- La méthode forfaitaire.....(32)
 - III-2-2-2-La méthode forfaitaire modifiée.....(35)
 - III-2-2-3-La méthode des trois moments.....(37)
 - III-2-3- Calcul des poutrelles des plancher des Etages courants et RDC...(37)
 - III-2-4- Calcul des poutrelles des plancher de Terrasse inaccessible.... (61)
- III-3- La dalle de compression (82)

CHAPITRE IV : Calcul des éléments non structuraux.

- IV-1- Acrotère..... (84)
- IV-2- Balcons ... (89)
- IV-3-Escaliers..... (100)
- IV-4-Ascenseur..... (108)

CHAPITRE V : Etude sismique.

- V-1-Introduction..... (126)
- V-2-La méthode de calcul..... (126)
 - V-2-1-La méthode statique équivalente..... (126)
 - V-2-2-La méthode dynamique..... (127)
- V-3- Etape de modélisation.....(127)
 - V-3-1- Détermination des charges..... (135)
 - V-3-2- Détermination des combinaisons des charges.....(135)
 - V-3-3- Vérification des erreurs.....(135)
 - V-3-4- Détermination du spectre de réponse (135)
- V-4- Interprétation des résultats(135)

CHAPITRE VI : Etude des portiques.

- VI-1-Introduction (147)
- VI-2-Les combinaisons de calcul (147)
- VI-3-Ferraillage des portiques.....(147)
 - VI-3-1-Les poutres..... (147)
 - VI-3-2-Les poteaux.....(159)

CHAPITRE VII : Etude des voiles.

- VII-1-Introduction..... (170)
- VII-2-Le système de contreventement..... (170)
- VII-3- Ferrailage des voiles(172)
 - VII-3-1- Détermination des contraintes..... (173)
 - VII-3-2- Armatures verticales..... (173)
 - VII-3-3- Armatures horizontales(174)
 - VII-3-4- Armatures transversales.....(174)
- VII-4- Dispositions des armatures (174)

CHAPITRE VIII : Etude du Radier.

- VIII-1-Introduction (180)
- VIII-2-Etude de fondations (180)
- VIII-3Définition de semelle filante..... (181)
- VIII-4-Etude du radier (182)
- VIII-5-Ferrailage des poutres de libages.....(183)
- VIII-6-Armature de peau(191)
- VIII-7- Les croquets de ferrailage..... (192)

CONCLUSION (195)

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة عمارة متعددة الاستخدامات ذات بنية خرسانية متكونة من الطابق لأرضي وثمانية طوابق . هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات الصنف **I** .

استقرار البناية مضمون و محقق بواسطة عارضات والجدران المسلحة.

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبناية صممت طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (**...RPA99V2003,BAEL91**)

RESUME

Dans le cadre de la préparation de projet de la fin d'étude, on a étudié un bâtiment constitué d'un RDC et huit étages à usage d'habitation. Ce projet est implanté à **Tiaret** qui est classée en zone **I** de faible sismicité.

La stabilisation du bâtiment est assuré par un système de portique plus des voiles de contreventement.

Le choix des différents éléments constituant la structure est faite conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (**RPA99V2003, BAEL91...**).

ABSTRACT

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a building for multiple uses consist of ground floor and 8 stories. This project is located in **TIARET** which is classified as seismic zone **I**.

The stabilisation of the building is provided by a system frame and bracing walls.

The choice of different constituent's structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (**RPA99V2003, BAEL91...**).



INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

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

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Le présent travail consiste à faire le dimensionnement de la structure en béton armé d'un bâtiment R+8 à usage habitation, implanté à Tiaret (zone I) .Il est composé d'un rez de chaussée et de 8 étages, a contreventement mixte.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différentes effets tout en prenant le coté économique en considération.

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
- Calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure.



CHAPITRE I:

***PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET
HYPOTHESES DE
CALCUL***

I.1-Description du projet :

Pour qu'une étude de génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géotechniques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation doit être disponible, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments de 8 étages en béton armé et à usage d'habitation situés à Tiaret, qui est classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

I.2- Les caractéristiques géométriques du béton :❖ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale28,60 m
- Largeur totale18,50 m

❖ **Dimension en élévation :**

- Hauteur de RDC..... $h_{RDC}=3,06$ m
- Hauteur de étage..... $h_e=3,06$ m
- Hauteur totale de bâtiment... $H=30,54$ m
- Hauteur de l'acrotère..... $h_a=0,6$ m

I.3-Description technique du bâtiment :❖ **Structure Principale :**

Notre bâtiment est contreventé par un système de contreventement de structure en portique & par des voiles en béton armé.

❖ **Structure Secondaire:**➤ **Plancher :**

- Plancher d'étage courant.
- Plancher terrasse inaccessible.

La Terrasse est inaccessible, est munie d'une forme de pente en béton maigre de 1% pour permettre l'évacuation des eaux pluviales.

➤ **Escalier en béton armé.**➤ **Acrotère en béton armé.**

❖ Maçonnerie :

- Les murs extérieurs de façade de (30cm) sont constitués par :
 - Double cloisons en brique creuses de :
 - 15 cm d'épaisseur (parois extérieurs)
 - 10 cm d'épaisseur (parois intérieurs)
 - Une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs de séparation sont constitués d'une cloison en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Le revêtement est en mortier de ciment.

I.4-contrainte admissible du sol :

Selon le rapport géotechnique du sol, la contrainte admissible est de l'ordre 2 bar (Kg/cm²) pour un ancrage de 2,2 m par rapport au terrain naturel.

I.5-Actions et sollicitations :

Pour assurer la stabilité du bâtiment, les éléments constructifs doivent résister aux différentes actions et sollicitations

❖ Actions :

Les actions sont des forces directement appliquées à la construction elles peuvent être sous forme de :

➤ Actions verticales :

Elles peuvent être permanentes avec une intensité constante ou très variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Les poids propres des cloisons, des revêtements.... Etc.
- Les déformations permanentes imposées à la construction telles que les Tassement différentiel des fondations.
- Séisme (composante verticale).

➤ Actions horizontales :

Généralement elles sont accidentelles dues à des effets qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme l'action sismique, choc, explosion.

❖ Les sollicitations :

Ce sont des efforts normaux et les efforts tranchants ainsi que les moments de flexion et de torsion développés dans une section par une combinaison d'action donnée. On notera :

- **G** : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

- Q : action variable de base.

➤ **Sollicitation de calcul vis-à-vis d'ELU :**

- Combinaison fondamentale :

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

➤ **Sollicitation de calcul vis-à-vis d'ELS :**

Elles résultent de la combinaison d'actions suivantes :

$$G + Q$$

I.6- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées :

Dans ce projet, on va utiliser le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91), le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003),

❖ **Le béton :**

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ($d_g \leq 5 \text{ mm}$) ;
- 800 l de gravillon ($d_g \leq 25 \text{ mm}$) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton 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 quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

➤ **Résistance du béton :**

• **La résistance à la compression :**

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

-Pour la résistance $f_{c28} \leq 28 \text{ Mpa}$.

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

- Pour 28 jours $< j < 60$ jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$

-Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

- **La résistance à la traction (f_{tj}) :**

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

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

Dans notre cas on prend : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$

- **Contraintes limites du béton :**

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul à L'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

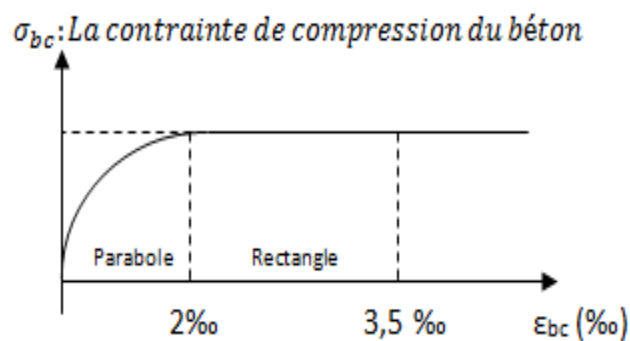


Figure 0.01 :Diagramme Contrainte – déformation du béton.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{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 avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

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.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement ;

$$\theta \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 \text{ pour } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 \text{ Pour } t \leq 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

• **Etat limite de service :**

La contrainte limite a L'ELS vis avis de la durabilité du béton comprimé est par :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc} &= 0,6.f_{c28} \end{aligned}$$

Pour Notre cas: $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

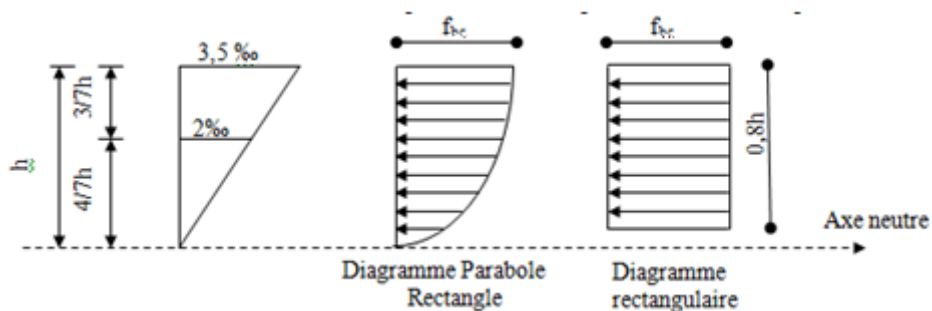


Figure 0.02 : Diagramme rectangulaire.

➤ **Coefficient ultime de cisaillement du béton :**

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\begin{cases} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa}\right) \\ \tau_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 3 \text{ MPa}) \end{cases} ; \quad \tau_u = 3 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\begin{cases} \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \\ \tau_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \end{cases} ; \quad \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ **Déformation longitudinale du béton :**

- **Déformation longitudinale instantané :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa} \quad ; \text{ Pour } j \leq 28$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

- **Déformation longitudinale différé :**

Pour des contraintes de longue durée d'application le module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

- $\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.).
- $\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.).

✚ **L'acier :**

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration. Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Acier	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Utilisation
H.A	FeE 400	400	Tous Travaux en BA
R.L	FeE 215	215	Epingles cadres, «étriers
T.S	TSL	500	Les dalles de compression

Tableau I.01 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

On prévoit des aciers :

- Pour les armatures longitudinales : H.A FeE 400
- Pour les armatures Transversales : R.L FeE 215
- Treillis soudés : TSL 500

➤ **Contraintes limites de l'acier :**

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

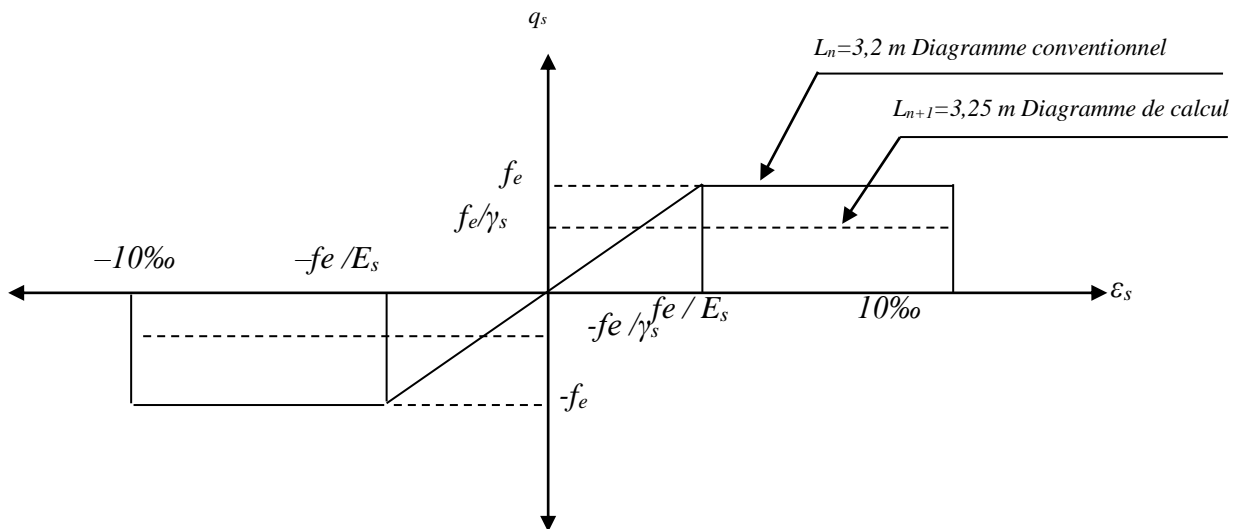


Figure I.03: Diagramme Contrainte –déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_s : Résistance de calcul des aciers a l'ELU.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers.

$$\gamma_s \begin{cases} 1 \rightarrow \text{combinaisons accidentelles.} \\ 1,15 \rightarrow \text{autres cas.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

On prend :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ L'allongement (ϵ_{st}) :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E}$$

Avec :

ϵ_{st} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de Calcul $\frac{f_e}{\gamma_s}$

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_s = \frac{348}{2.10^5} = 1,74 \text{ ‰}$$

-L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰

• **Etat limite de service :**

On limite la contrainte dans l'acier uniquement à l'état limite d'ouverture de fissures

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \left. \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \right. \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right. \end{cases}$$

✚ Avec :

η : Coefficient de fissuration ;

$$\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences} \end{cases}$$

➤ **Coefficient d'équivalence :**

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

I-7. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites 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.

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion simple et composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_s = 10\text{‰}$
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.



CHAPITRE II :

**PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS DE
LA STRUCTURE**

II.1- Introduction :

Pour assurer la stabilité et une bonne tenue de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.) soient bien dimensionnés afin de résister aux différentes sollicitations :

- ❖ Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ❖ Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement parasismique en vigueur en Algérie (**RPA 99-version 2003**).

II.2-Plancher :

❖ Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées, permanentes ou des surcharges. Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages et assurent essentiellement la transmission des charges aux éléments porteurs.

Dans notre étude on a utilisé un plancher en corps creux.

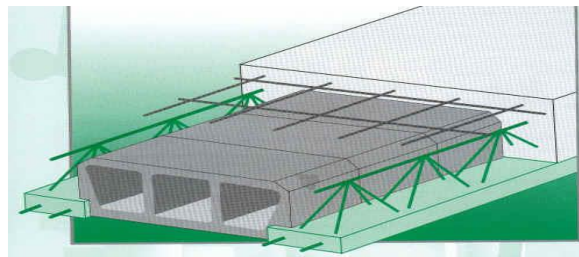


Figure II.01: Dessin d'un plancher en corps creux.

➤ Planchers à corps creux :

Type de plancher est très communément employé dans les bâtiments d'habitations, il se compose de poutres sur lesquelles se posent des poutrelles, ces dernières supportent des corps creux, sur l'ensemble on coule une dalle de compression.

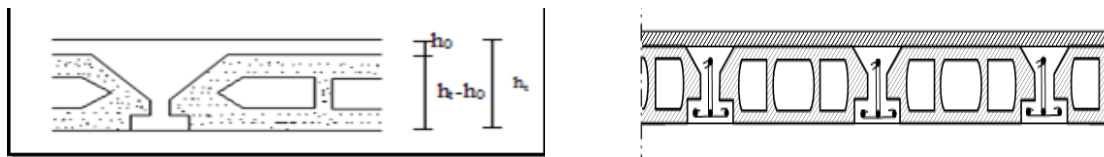


Figure II.02: Coupe d'un plancher à corps

- Détermination de l'épaisseur du plancher :

On opte pour un plancher en corps creux d'ont l'épaisseur est estimée selon la condition de la flèche admissible :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

h_t : Épaisseur du plancher.

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutrelles.

○ $L_{max} = 5,20m$

$$h_t \geq \frac{520}{22,5} \rightarrow h_t \geq 23,11 \text{ cm} \text{ on prend } h_t = 24 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'épaisseur (20 +4) cm, Soit (24) cm

$$\begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

○ $L_{max} = 3,55m$

$$h_t \geq \frac{3,55}{22,5} \rightarrow h_t \geq 15,77 \text{ cm} \text{ On prend } h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'épaisseur (16 +4) cm, Soit (20) cm

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

II. 3. Descente de charge:

❖ Plancher terrasse inaccessible :

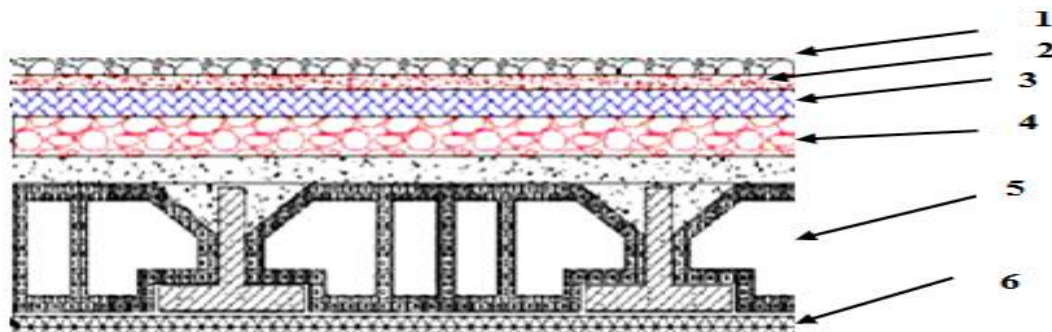


Figure- II.03 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 - Gravillon de protection de l'étanchéité (e = 5cm)	20x0.05	1.00
2 - Complexe d'étanchéité en 4 couches	0.12	0.12
3 - Forme de pente en béton (10 cm)	22x0.10	2.20
4 - Isolation thermique à liège (e = 4cm)	0.04x4	0.16
5 - Plancher à corps creux + dalle de compression (16+4)	2.80	2.80
6 - Enduit en plâtre (e = 2cm)	0.10x2	0.20
La charge permanente	G=∑Gi	6.48
La surcharge d'exploitation	Q	1.00

Tableau II .01 : Charge permanente & surcharge d'exploitation (plancher terrasse inaccessible)

❖ Plancher RDC et étage courant à usage d'habitation:

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 - Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2.80
4 - Enduit en plâtre (2cm)	0.1x2	0.20
5 - Cloison en briques creuses	9x0.1	0.90
La charge permanente	G=5.01	
La surcharge d'exploitation	Q=1.5	

Tableau II. 02 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant.

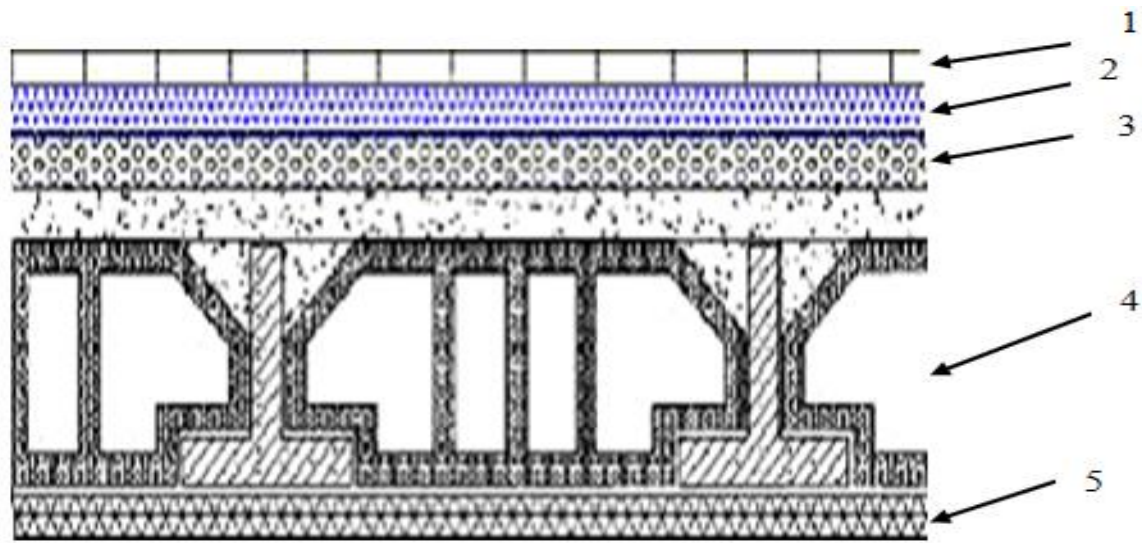


Figure II.04 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants.

❖ Murs de façade (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

Tableau II.03. : Charge permanente des Murs extérieur.

❖ 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

Tableau II .04. Charge permanente Murs intérieurs.

❖ Acrotère en béton armé:

$$G_a = \left[(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{1}{2}(0.02 \times 0.1) \right] \times 25$$

$$G_a = 1.725 \text{ KN/ml}$$

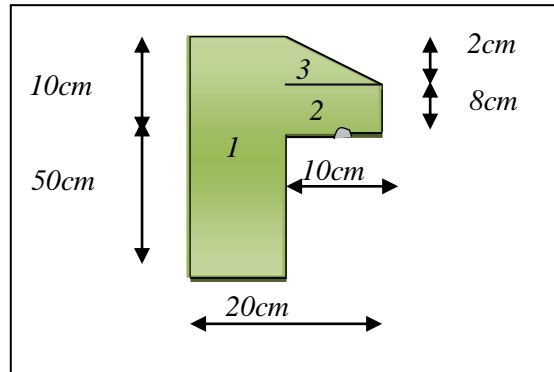


Figure II.05 : Coupe de l'acrotère.

Niveau	charges permanente (kN/m ²)
Terrasse	6,48
8	11,49
7	16,50
6	21,51
5	26,52
4	31,53
3	36,54
2	41,55
1	46,56
RDC	51,57

Tableau II .05 : Charge permanente.

✚ 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) $Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2)$
- (Étage 3). $Q_0+ 0,80 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
- (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 $[n \geq 5]$

Niveau	La dégression des charges par niveau (kN/m ²)	charge (kN/m ²)
Terrasse	$NQ_0=1$	1,00
8	$NQ_1= Q_0+ Q_1$	2,50
7	$NQ_2= Q_0+0,90 (Q_1+ Q_2)$	3,70
6	$NQ_3= Q_0+0,80 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$	4,60
5	$NQ_4= Q_0+0,70 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	5,20
4	$NQ_5= Q_0+0,60 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	5,50
3	$NQ_6= Q_0+0,50 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	5,50
2	$NQ_7 = Q_0 + 0,50(Q_1 + Q_2 + Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	6,25
1	$NQ_8 = Q_0 + 0,50 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	7,00
RDC	$NQ_9 = Q_0 + 0,50 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8+Q_9)$	7,75

Tableau II.06 : La loi de dégression.

II.4-Les poutrelles :

II. 4.1-Définition :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

II. 4.2.Dimensionnement des poutrelles :

✚ Détermination de b_0 :

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t \Rightarrow 0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20 \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

On adopte: $b_0=12\text{cm}$

On suppose que $L_1= 60\text{cm}$ (distance entre axes de deux poutrelles)
 $L_{\max}= 520 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 52 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte: $b_1=26,5\text{cm}$

✚ Détermination de la largeur (b) de la table de la compression :

$$b = 2b_1 + b_0$$

	$L_{\max} = 355 \text{ cm}$	$L_{\max} = 520\text{cm}$
h_t	20	24
h_0	4	4
h	16	20
b_0	12	12
b_1	26,5	26,5
b	65	65

Tableau II.07 : dimensionnement des poutrelles

II. 5- Les poutres :

II. 5.1- Définition :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99 (modifié 2003).

II.5.2-Dimensionnement 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 : $\left\{ \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \right.$

- h_t : hauteur total de la poutre

- b : largeur de la poutre

- L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

✚ On a deux types de poutres:

- Poutres principales : $L_{\max} = 500 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $L_{1\max} = 520 \text{ cm}$
 $L_{2\max} = 355 \text{ cm}$

✚ **Pré dimensionnement des poutres principales :**

✚ Poutre principale : $L_{\max} = 500 \text{ cm}$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33,33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$$

$$10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

✚ D'après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée} \\ h / b < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Vérification de la flèche pour les poutres principales :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On prend la section des poutres principales: (30x40).

↩ Pré dimensionnement des poutres secondaires :

✚ Poutre secondaires : $L_{\max} = 520 \text{ cm}$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

$$34,66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$$

$$10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

✚ D'après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ h / b < 4 \Rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

• Vérification de la flèche pour les poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{520} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On prend la section des poutres secondaires: **(30x40)**.

✚ Poutre secondaires : $L_{\max} = 355 \text{ cm}$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10}$$

$$23,66 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$$

$$8,1 \text{ cm} \leq b \leq 21,6 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

✚ D'après le **R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ h / b < 4 \Rightarrow 30 / 30 = 1 < 4 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

• Vérification de la flèche pour les poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{355} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ On prend la section des poutres secondaires: **(30x30)**.

II.6-Les poteaux:

II.6.1-Définition :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

II.6.2-Pré dimensionnement des poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

On a choisi 5 types de coffrage (section) :

Type 1- du RDC jusqu'au 1^{ère} étage.

Type 2- du 2^{ème} jusqu'au 3^{ème} étage.

Type 3- du 4^{ème} jusqu'au 5^{ème} étage.

Type 4- du 6^{ème} jusqu'au 7^{ème} étage.

Type 5- du 8^{ème} étage jusqu'au Terrasse.

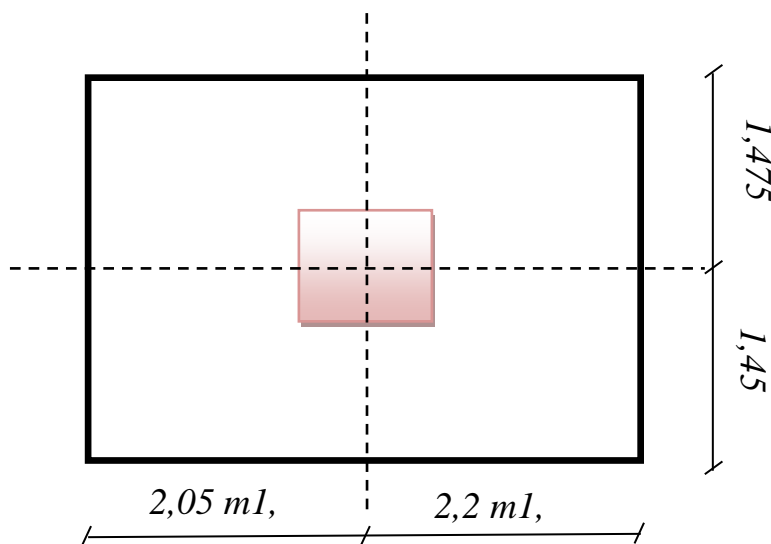


Figure 0-1 : La section le plus sollicitée du poteau

↳ **Pré dimensionnement des poteaux type1: Du RDC jusqu'au 1^{ère} étage.**

- S : La surface afférente est donnée par :

$$s = (1,475 + 1,775) \times (2,00 + 2,50) = 14,62 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux N_U :**

- **Efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :**

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

Avec:

$$n = 09$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6,48 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 5,01 \text{ KN / m}^2$$

$$G = (G_T \times S) + [n \times (S \times G_E)]$$

$$G = (6,48 \times 14,62) + [9 \times (14,62 \times 5,01)]$$

$$G = 753,95 \text{ KN}$$

✚ (On doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99**)

$$N_G = 1.1 \times G = 1.1 \times 753,95 = 829,34 \text{ KN}$$

- **Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q**

$$N_Q = Q \times S \times 1.1$$

$$Q = 7,75 \text{ KN / m}^2$$

$$S = 14,62 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 7,75 \times 14,62 \times 1.1 = 124,63 \text{ KN}$$

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

$$N_u = 1,35(829,34) + 1,5(124,63)$$

$$N_u = 1306,55 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la section des poteaux (a x b) :**

- **Vérification de flambement :**

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{l_f}{\lambda}}$$

$$B = a \cdot b$$

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

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

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.

• Détermination de « a » :

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 306 = 214 \text{ cm} =$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \times 50} = 14,80 \text{ cm}$$

✚ On prend : **a = 50cm**

$$\gamma = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 306}{0,289 \times 50} = 14,82 < 50 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Détermination de b :

✚ Selon les règles **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime 'Nu'

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

✚ Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r : \text{Section réduite.} \\ \alpha : \text{Facteur réducteur de } N_U, \text{ il est en fonction de } \lambda ; \\ A_s : \text{Section d'armature longitudinales.} \end{array} \right.$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2),$$

$$B_r = (50 - 2)(b - 2)$$

$$B_r = 48(b - 2)$$

$$A_s = 0,7\%(\text{zone I}) \dots\dots \text{Selon RPA 99 version 2003}$$

$$A_s = 0,007[48(b - 2)]$$

$$A_s = 0,336(b - 2)$$

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 306}{0,289 \times 50} = 14,82 < 50$$

$$\lambda = 14,82$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2\left(\frac{14,82}{35}\right)^2 \right]} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

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

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

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,336(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,336(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 82,47b - 164,94$$

$$N_u \leq 82,47b - 164,94$$

$$1306,55 \leq 82,47b - 164,94$$

$$b \geq 17,84$$

✚ Donc on prend : **b = 50 cm**

✚ Les poteaux ont la section suivante : du RDC au 1^{ère} étage (**50 × 50**) cm².

➤ **Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:**

- min(a, b) = 50 > 25 cmCondition vérifiée.
- min(a, b) = 50 cm > h_e / 20 = 306 / 20 = 15,30 cm .Condition vérifiée .
- ¼ < a/b = ¼ < 1Condition vérifiée.

✚ Donc :

- Type 01: (du R. D. C au 1^{ère} étage) → (50 × 50)cm²**
- Type 02: (du 2^{ère} au 3^{ère} étage) → (45 × 45)cm²**
- Type 03: (du 4^{ère} au 5^{ère} étage) → (40 × 40)cm²**
- Type 04: (du 6^{ère} au 7^{ère} étage) → (35 × 35)cm²**
- Type 05: (8^{ère} étage au Terrasse) → (30 × 30)cm²**

II.7- Les voiles:

II.7.1-Définition :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

II.7.2-Pré dimensionnement des voiles :

✚ Le **R.P.A99 (version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq h_e / 25$$

Avec : **L** : longueur du voile

e: épaisseur des voiles (e_{min}=15cm)

h_e: hauteur d'étage (3.06m)

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13,90 \text{ cm} \text{ On prend } e = 20\text{cm.}$$

✚ Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

✚ On adopte des voiles d'épaisseur e = 20cm.

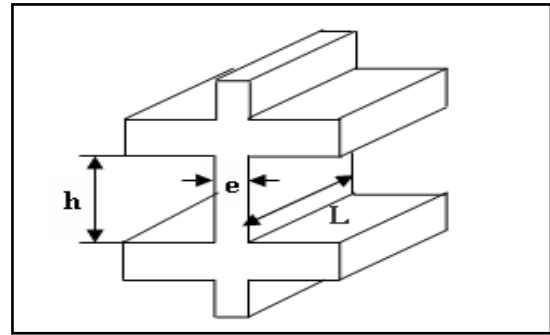


Figure 0.08 : Schéma de voile

	Sections 1	Sections 2	Sections 3	Sections 4	Sections 5
Poteaux	RDC jusqu'au 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} au 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage au Terrasse
	(50x50) cm ²	(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	(30x30) cm ²
Voiles	20 cm	20 cm	15 cm	15 cm	15 cm
Plancher	16 + 4		20 + 4		
Epaisseur de plancher	20 cm		24 cm		
Poutre secondaires	(30x30) cm ²		(30x40) cm ²		
Poutres principales	(30x40) cm ²				

Tableau II.08 : Dimensions des éléments porteurs.



CHAPITRE III:

**CALCULS DES
PLANCHERS**

III.1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales :

❖ **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitations.

❖ **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différentes étages, On adopte dans notre projet un plancher à corps creux (étages courante).

Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les hourdis en béton, les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm et autre de 24 cm

III.2-Calcul du plancher 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).

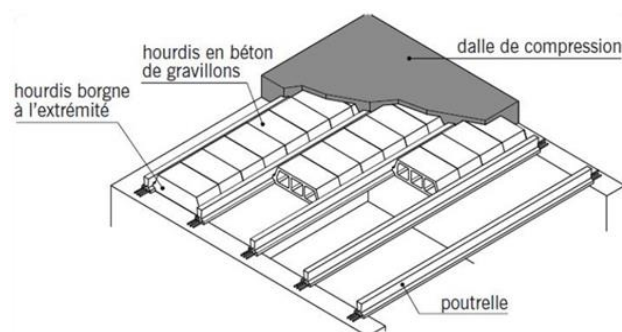


Figure III.01 : Plancher à corps creux.

III.2.1- Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposés perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

Planchers		
	(16+4)	(20+4)
h_t	20	24
h_0	4	4
b_0	12	12

Tableau III .01 : Dimensionnement des poutrelles.

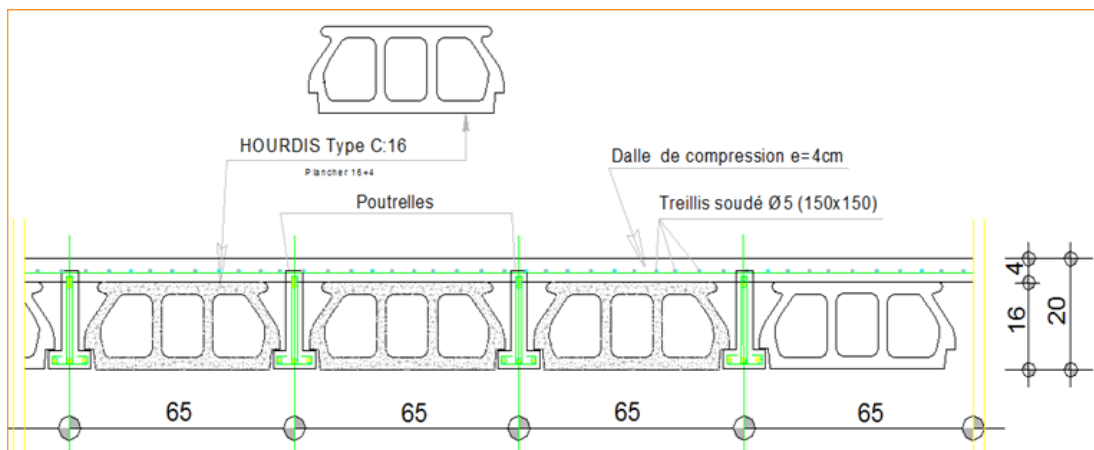


Figure .III.02 : Coupe sur planche.

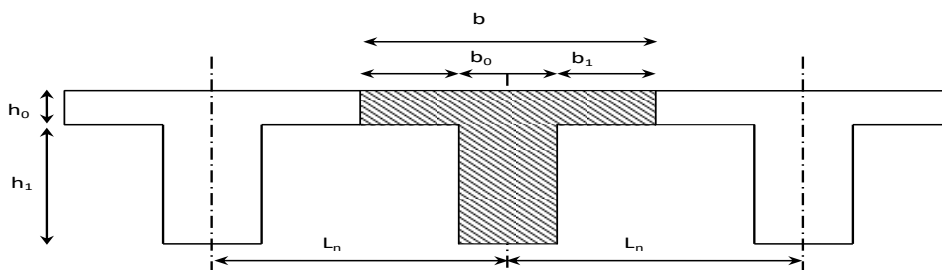


Figure III.03 : plancher en corps creux.

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

❖ **1^{er} phase (avant le coulage de la dalle de compression) :**

Dans cette phase les poutrelles sont supposées simplement appuyées, elles travaillent iso statiquement et elles sont soumises à leurs poids propre, aux poids des hourdis et une surcharge due à l'ouvrier ($Q = 1 \text{ kN/m}^2$). Ces charges engendrent un moment fléchissant ($M_0 = ql^2/8$), les poutrelles sont incapables de prendre cette sollicitation, d'où la nécessité d'un étaielement à mi travée pour diminuer le moment fléchissant.

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

• **Charges permanentes :**

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre du corps creux : } 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Donc : } G = 0,74 \text{ kN/m}$$

• **Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Une surcharge due à l'ouvrier : } Q = 1 \text{ kN/m}$$

• **Les combinaisons et les efforts :**

Le calcul se fait à l'E.L.U et la vérification à l'E.L.S :

E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,50 \times 5,2^2}{8} = 8,45 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,50 \times 5,2}{2} = 6,5 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q = 1,74 \text{ kN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1,74 \times 5,2^2}{8} = 5,88 \text{ kN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{1,74 \times 5,2}{2} = 4,52 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutrelle :**

On a : $b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 3,6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,45 \times 10^3}{12 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0383 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$\mu > \mu_r \rightarrow$ Ça veut dire que les armatures comprimées sont nécessaires, mais elles sont difficiles à mettre en place de par la faible épaisseur de la poutrelle, la solution est de mettre des étaies la poutrelle pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

❖ 2^{ème} phase (après le coulage de la dalle de compression) :

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la dalle de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

	G [KN/ML]	Q [KN/ML]	P_u [KN/ML]	P_s [KN/ML]
Plancher étage courant	5,01	1,50	9,01	6,51

Tableau III.02 : Combinaison des charges.

La poutrelle sera calculée sous une charge uniformément répartie de **9,01kN/ml**.

III.2.2- Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions.

III.2.2.1- Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5\text{kN/m}^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,80 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable

➤ Principe de calcul des moments:

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.

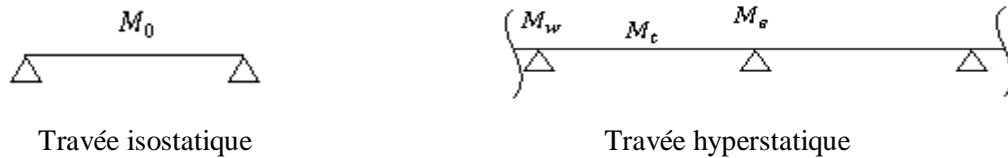


Figure III.04 : Principe de calcul des moments.

✚ Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

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

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

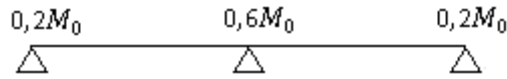
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

- Travée intermédiaire :

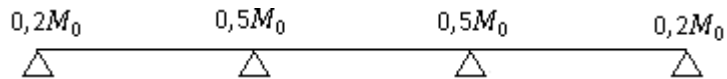
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

- Cas de 2 travées :



- Cas de 3 travées :



- Cas de plus de 3 travées :

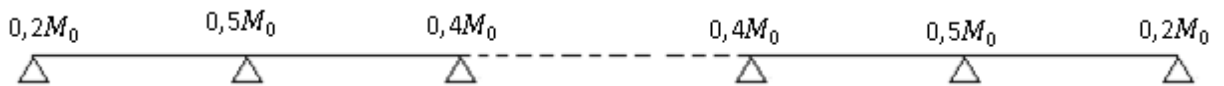


Figure III.05 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).

✚ Principe de calcul de l'effort tranchant :

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

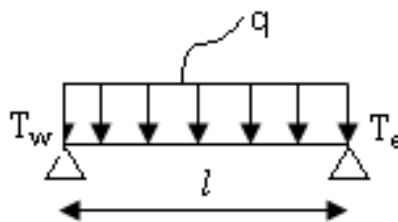
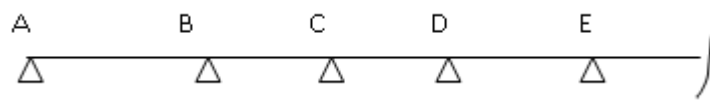


Figure: III.06 : Principe de calcul de l'effort tranchant.

III.2.2.2- La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre **0,8** et **1,25**. Selon les travées, on distingue deux cas :

➤ **Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :**



Il suffit de porter sur l'appui **(B)** la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. **0,5M₀** (**M₀** correspond à la travée **(AB)**) puis de porter sur l'appui **(C)** à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité **0,4M₀** (**M₀** correspond au moment isostatique maximal de travée **(CD)**).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre **B** et **C**, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée **(BC)**.

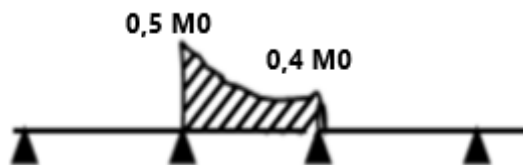


Figure III.07: Valeurs admissibles (travée intermédiaire).

Les appuis **B** et **C** devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles **(AB)** et **(BC)** sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée **(BC)** sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à **0,5M₀**

M₀ : Le moment isostatique maximal de la travée **(BC)**.

➤ **Cas d'une travée de rive :**



Figure III.08: valeurs admissibles (travée de rive).

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0(AB)$ s'il n'y a que deux travées.

III.2.2.3- Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

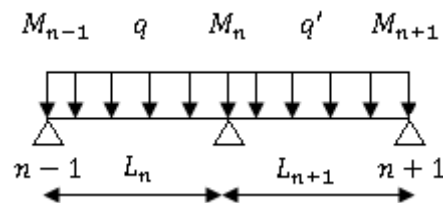


Figure III.09 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (1).

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

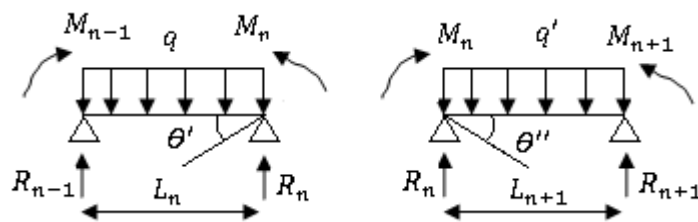


Figure III.10 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (2).

✚ 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 provisionnement omis.

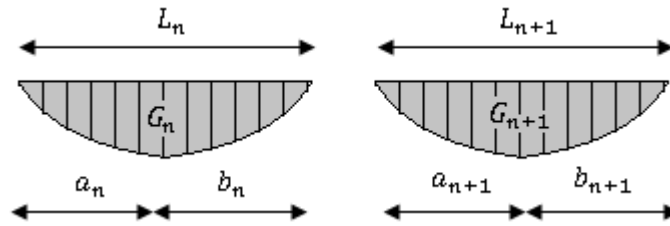


Figure III.11 : Schéma expliquant la méthode des trois moments (3).

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.

III.2.3- Calcul des poutrelles des planchers des étages courants et RDC :

III.2.3.1 -Les types des poutrelles :

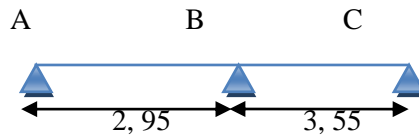
Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant + RDC :

$$\begin{cases} G = 5,01 \times 0,65 = 3,256 \text{ kN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/m} \end{cases} \text{ Donc : } \begin{cases} Q_u = 5,859 \text{ kN/m} \\ Q_{ser} = 4,231 \text{ kN/m} \end{cases}$$

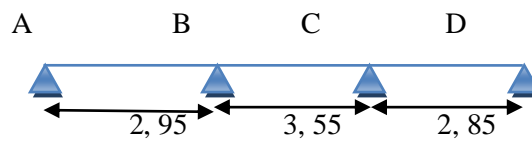
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,01} = 0,230$$

✚ Notre construction comporte 03 types de poutrelles

Type 01:



Type 02:



Type 03:

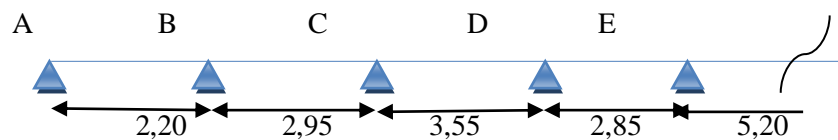


Figure III.12 : Les types des poutrelles de plancher Etages courants et RDC.

III.2.3.2 -Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 5,859 \frac{kN}{m} \quad \text{Et} \quad Q_{ser} = 4,231 \text{ kN/m}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t & (1) \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t & (2) (\text{travée de rive}) \end{cases}$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t & (1) \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t & (3) (\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,230 ; \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,069 > 1,05 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,784 & (\text{travée de rive}) \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,534 & (\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 (RDC+étage courant) :**

➤ **Vérification des conditions :**

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire :

$$Q \leq \max\left(2G ; \frac{5\text{kN}}{\text{m}^2}\right) ; 1,5 \text{ KN/m} \leq \max\left(10,02\text{KN/m} ; \frac{5\text{kN}}{\text{m}^2}\right)$$

- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,80 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

Travée	L(m)	L_n/L_{n+1}	Vérification
A-B	2,95	$\frac{2,95}{3,55} = 0,83$	Condition vérifiée
B-C	3,55		

Tableau III.03 : La vérification de la poutrelle type 01.

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.
- Donc on utilise la méthode forfaitaire

↪ **Exemple de calcul :**

$$G = 5,01 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La charge supportée par la poutrelle :**

$$Pu = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 5,01 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,859 \text{ KN/m}^2$$

➤ les sollicitations pour une poutrelle isostatique :

- Le moment isostatique :

$$M_{0AB} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{5,859 \times 2,95^2}{8} = 6,373 \text{KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{5,859 \times 3,55^2}{8} = 9,229 \text{KN.m}$$

- Les moments sur appuis :

$$M_a = 0,2 \times M_{0AB} = 0,2 \times 6,373 = 1,275 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,6 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,6 \times 9,229 = 5,538 \text{KN.m}$$

$$M_c = 0,2 \times M_{0BC} = 0,2 \times 9,229 = 1,846 \text{KN.m}$$

- Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{1,50+5,01} = 0,230 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,069 \geq 1,05 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,269 \end{cases}$$

Les moments en travées vérifier les conditions suivant :

$$M_t \geq \max\{ (1,05 \times M_0) ; ((1 + 0,3\alpha) \times M_0) \} - \frac{|M_w + M_e|}{2}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0 \quad (\text{Cas d'une travée intermédiaire})$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0 \quad (\text{Cas d'une travée de rive})$$

- Travées (AB) :

$$M_t^{AB} \geq 6,812 - \frac{|1,275 + 5,538|}{2} = 3,40 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq 0,63 M_{0AB} = 4,044 \text{ KN.m} \Rightarrow M_t^{AB} = 4,044 \text{ KN.m}$$

- Travées (BC) :

$$M_t^{BC} \geq 9,865 - \frac{|5,538 + 1,846|}{2} = 6,176 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq 0,63 M_{0BC} = 5,814 \text{KN.m} \Rightarrow M_t^{BC} = 6,176 \text{KN.m}$$

- Détermination de l'effort tranchant :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

T_w : effort tranchant à droit

T_e : effort tranchant à gauche

$$T_w = \left(\frac{Q \times L}{2} \right) + \left(\frac{M_w - M_e}{L} \right)$$

$$T_e = - \left(\frac{Q \times L}{2} \right) + \left(\frac{M_w - M_e}{L} \right)$$

- Travées (AB) :

$$T_w = \left(\frac{5,859 \times 2,95}{2} \right) + \left(\frac{1,275 - 5,538}{2,95} \right) = 7,197$$

$$T_e = - \left(\frac{5,859 \times 2,95}{2} \right) + \left(\frac{1,275 - 5,538}{2,95} \right) = -10,087$$

- Travées (BC) :

$$T_w = \left(\frac{5,859 \times 3,55}{2} \right) + \left(\frac{5,538 - 1,846}{3,55} \right) = 11,44$$

$$T_e = - \left(\frac{5,859 \times 3,55}{2} \right) + \left(\frac{5,538 - 1,846}{3,55} \right) = -9,36$$

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	Te(-)	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	2,95	6,373	4,044	1,275	5,538	7,197	10,087	4,602	2,908	0,92	3,999
	B-C	3,55	9,229	6,176	5,538	1,846	11,524	9,275	6,664	4,423	3,999	1,333

Tableau III .04 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1.

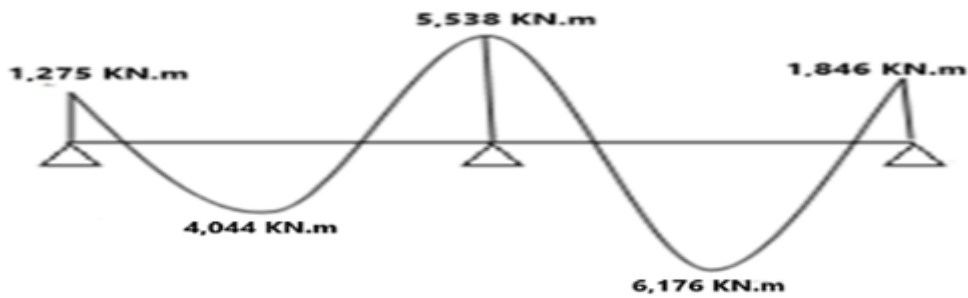


Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant [KN. m] Type 01.

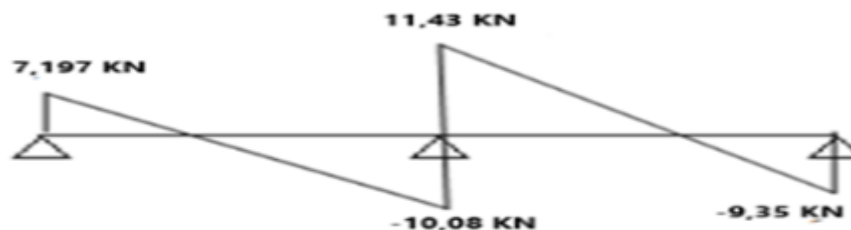


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchant [KN] Type 01.

- Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 2 et 3 (RDC+etage courant) :

➤ Vérification des conditions :

- La surcharge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire :

$$Q \leq \max\left(2G; \frac{5kN}{m^2}\right); 1,5 \text{ KN/m} \leq \max\left(10,02\text{KN/m}; \frac{5kN}{m^2}\right)$$

- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,80 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Type 02 :

Travée	L(m)	L_n/L_{n+1}	Vérification
A-B	2,20	$\frac{2,20}{2,95} = 0,74$	Condition non vérifiée
B-C	2,95		
		$\frac{2,95}{3,55} = 0,83$	Condition vérifiée
C-D	3,55	$\frac{3,55}{2,85} = 1,24$	Condition Vérifiée
D-E	2,85		

Tableau III.05 : Les vérifications des poutrelles type 02.

Type 03 :

Travée	L(m)	L_n/L_{n+1}	Vérification
A-B	2,20	$\frac{2,20}{2,95} = 0,74$	Condition non Vérifiée
B-C	2,95	$\frac{2,95}{3,55} = 0,83$	Condition Vérifiée
		$\frac{3,55}{2,85} = 1,24$	Condition Vérifiée
C-D	3,55	$\frac{3,55}{2,85} = 1,24$	Condition Vérifiée
		$\frac{2,85}{5,20} = 0,54$	Condition non Vérifiée
D-E	2,85	$\frac{2,85}{5,20} = 0,54$	Condition non Vérifiée
E-F	5,20	$\frac{5,20}{2,85} = 1,82$	Condition vérifiée
		$\frac{2,85}{3,55} = 0,80$	Condition vérifiée
F-G	2,85	$\frac{2,85}{3,55} = 0,80$	Condition vérifiée
		$\frac{3,55}{2,95} = 1,20$	Condition Vérifiée
G-H	3,55	$\frac{3,55}{2,95} = 1,20$	Condition Vérifiée
		$\frac{2,95}{2,20} = 1,34$	Condition non Vérifiée
H-I	2,95	$\frac{2,95}{2,20} = 1,34$	Condition non Vérifiée
I-J	2,20		

Tableau III.06 : Les vérifications des poutrelles type 03 .

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

✚ Puisque la 3^{ème} conditions n'est pas vérifiée on vas utiliser la méthode forfaitaire modifiée.

↳ Exemple de calcul de la méthode forfaitaire modifier :

La travée BC DE sera calculée avec la méthode forfaitaire, la travée CD ne vérifiant pas la condition du rapport des portées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25, sera calculée avec la Calcul méthode forfaitaire modifiée.

$$Q'_u = 1,35G = 1,35 \times 3,26 = 4,40 \text{ kN/m}$$

➤ Cas des charges minimales sur la travée CD :

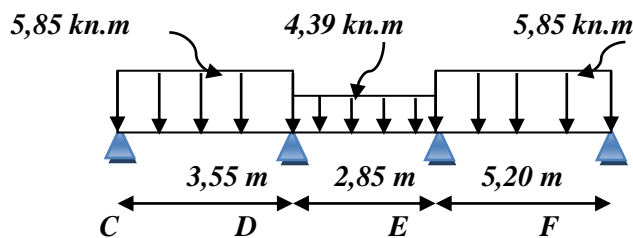


Figure III.15 : Travée avec des charges minimales.

○ Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\left\{ M_{0\ CD} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,85 \times 3,55^2}{8} = 9,229 \text{ KN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0\ DE} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times 2,85^2}{8} = 4,464 \text{ KN.m} \right.$$

$$\left\{ M_{0\ EF} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,85 \times 5,20^2}{8} = 19,803 \text{ KN.m} \right.$$

○ Moments sur appuis :

$$M_B = 0,2 (M_{0\ CD}) = 0,2 \times 9,229 = 1,845 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max(M_{0\ CD} ; M_{0\ DE}) = 0,5 \max(9,229 ; 4,646) = 4,614 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_{0\ DE} ; M_{0\ EF}) = 0,5 \max(4,646 ; 19,803) = 9,901 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ M_E = 0,2 M_{0\ EF} = 0,2 \times 19,803 = 3,960 \text{ kN.m} \right.$$

○ Moment en travée particulière CD :

$$X = \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q'_u \times l_{CD}} = \frac{2,85}{2} + \frac{4,614 - 9,901}{4,39 \times 2,85} = 1,00 \text{ m} +$$

$$\begin{aligned}
 M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{CD} - X) \cdot X}{2} - M_C \left(\frac{1 - X}{l_{CD}} \right) - M_D \left(\frac{X}{l_{CD}} \right) \\
 &= \frac{4,39 \times (2,85 - 1,00)}{2} \times 2,85 - 4,614 \left(\frac{1 - 1,00}{2,85} \right) - 9,901 \left(\frac{1,00}{2,85} \right) \\
 &= -2,402 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

➤ Cas des charges maximales sur la travée CD :

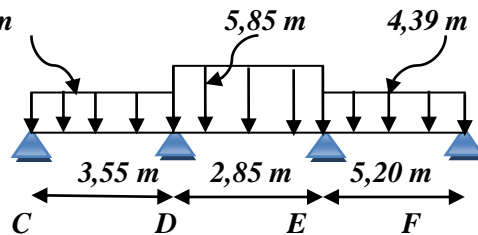


Figure III.16 : Travée avec des charges maximales.

○ Moment isostatique et moments sur appuis :

$$\begin{cases}
 M_{0 \text{ CD}} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times 3,55^2}{8} = 6,926 \text{ KN.m} \\
 M_{0 \text{ DE}} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,85 \times 2,85^2}{8} = 5,948 \text{ KN.m} \\
 M_{0 \text{ EF}} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times 5,20^2}{8} = 14,859 \text{ KN.m}
 \end{cases}$$

○ Moments sur appuis :

$$\begin{aligned}
 M_B &= 0,2 (M_{0 \text{ CD}}) = 0,2 \times 6,373 = 1,274 \text{ kN.m} \\
 M_C &= 0,5 \min(M_{0 \text{ CD}} ; M_{0 \text{ DE}}) = 0,5 \max(6,926 ; 5,948) = 2,974 \text{ kN.m} \\
 M_D &= 0,5 \min(M_{0 \text{ DE}} ; M_{0 \text{ EF}}) = 0,5 \max(5,948 ; 14,859) = 2,974 \text{ kN.m} \\
 \{ M_E &= 0,2 M_{0 \text{ EF}} = 0,2 \times 14,859 = 2,971 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

○ Moment en travée particulière CD :

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_u \times l_{CD}} = \frac{2,85}{2} + \frac{4,974 - 4,974}{5,85 \times 2,85} = 1,43 \text{ m} \\
 M_{t \min(x)} &= \frac{Q_u \times (l_{CD} - X) \cdot X}{2} - M_C \left(\frac{1 - X}{l_{CD}} \right) - M_D \left(\frac{X}{l_{CD}} \right) = \frac{5,85 \times (2,85 - 1,43)}{2} \times 1,43 - \\
 &4,963 \left(\frac{1 - 1,43}{2,85} \right) - 7,429 \left(\frac{1,00}{2,85} \right) = 2,974 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S				
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
02	A-B	2,20 <i>min</i>	2,66	0,483	0,532	3,187	3,447	5,861	1,97	0,382	0,394	2,301
		2,20 <i>max</i>	3,545	2,714	0,709	3,187	6,364	6,525	2,559	1,96	0,512	2,301
	B-C	2,95	6,373	4,044	1,275	4,615	7,197	10,087	4,602	2,908	0,92	3,332
	C-D	3,55	9,229	5,253	4,615	4,651	11,524	9,275	6,664	3,757	3,332	3,332
	D-E	2,85	5,948	3,775	4,615	1,190	9,551	7,147	4,295	2,714	3,332	0,859

Tableau III .07 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2.

Type de Poutrelle	Travée	L (m)	E.L.U					E.L.S				
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e (-)	M ₀	M _t	M _w	M _e
03	A-B	2.20 <i>min</i>	2,66	0,483	0,532	3,187	3,447	5,861	1,97	0,382	0,394	2,301
		2.20 <i>max</i>	3,545	2,714	0,709	3,187	6,364	6,525	2,559	1,96	0,512	2,301
	B-C	2.95	6,373	3,407	3,187	3,692	8,471	8,813	4,602	2,448	2,301	2,666
	C-D	3.55	9,229	6,176	3,692	3,692	10,40	10,40	6,664	4,423	2,666	2,666
	D-E	2.85 <i>min</i>	4,464	-2,403	4,615	9,901	4,174	7,884	3,305	-1,66	3,332	7,15
		2.85 <i>max</i>	5,948	2,974	2,974	2,974	8,349	8,349	4,295	2,148	2,148	2,148
	E-F	5.20	19,803	14,241	9,901	3,961	16,376	14,091	14,299	10,205	7,15	2,86
	F-G	2.85 <i>min</i>	4,464	-2,403	9,901	4,615	7,884	4,174	3,305	-1,66	7,15	3,332
		2.82 <i>max</i>	5,948	2,974	2,974	2,974	8,349	8,349	4,295	4,423	2,148	2,148
	G-H	3.55	9,229	6,176	3,692	3,692	10,40	10,40	6,664	4,423	2,666	2,666
	H-I	2.95	6,373	3,407	3,692	3,187	8,813	9,471	4,602	2,448	2,666	2,301
	I-J	2.20 <i>min</i>	2,66	0,483	3,187	0,532	5,861	3,447	1,97	0,382	2,301	0,394
		2.20 <i>max</i>	3,545	2,714	3,187	0,709	6,525	6,364	2,559	1,96	2,301	0,512

Tableau III .08 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3.

➤ Sollicitations de calcul:

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 6,176 \text{ kN.m (16 + 4)} \\ M_{t \max} = 14,241 \text{ kn.m (20 + 4)} \\ M_{rive \max} = 0,709 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 9,901 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 16,376 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$E.L.S \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 4,23 \text{ kN.m (16 + 4)} \\ M_{t \max} = 10,205 \text{ kn.m (20 + 4)} \\ M_{rive \max} = 0,512 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 7,15 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul du ferrailage à L'ELU :**

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre dans le tableau suivant :

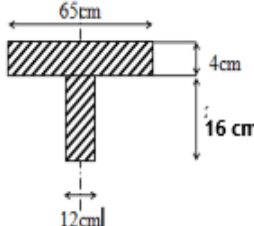
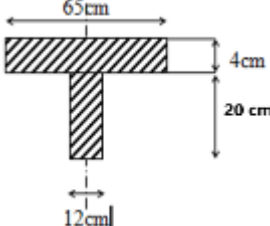
	(16+4)	(20+4)
		
Largeur de la poutrelle (table) (b)	65 cm	65 cm
Largeur de la poutrelle (nervure) ; (b₀)	12 cm	12 cm
La hauteur de la poutrelle (table) ;(h₀)	4 cm	4 cm
La hauteur de la poutrelle (nervure) ;(h)	20 cm	24 cm
Hauteur utile ;(d = 0,9 × h)	18 cm	21,6 cm
	F _e = 400 Mpa	
	F _{c28} = 25 Mpa	
	F _{t28} = 2,1 Mpa	
	Fissuration peu préjudiciable	

Tableau III .09 : Dimensionnement des poutrelles.

➤ **En travée :**

On doit calculer le moment d'équilibre de la table M_t , pour déterminer la position de l'axe neutre.

• **1^{ère} cas (16+4)**

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 \times \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,933 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 6,176 \text{ kN.m} < M_t = 58,933 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 6,176 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,176 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,99 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,176 \times 10^3}{0,99 \times 18 \times 348} = 1 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_e) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,80 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,80 = 6,20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,20^3) - ((65 - 12) \times (6,20 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,20)^3}{3} = 15486,9 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,80 \times 400} = 0,36 \text{ m}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

✚ On prend : $A_s = 1 \text{ cm}^2$

• 2^{ème} cas (20+4)

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(21,6 \times \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 72,193 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 14,241 \text{ kN.m} < M_t = 72,193 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x h) = (65 x 24) cm² soumise à :

$$M_{t \max} = 14,241 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,241 \times 10^3}{65 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,241 \times 10^3}{0,983 \times 21,6 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,20 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,20 = 7,80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 7,80^3) - ((65 - 12) \times (7,80 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,80)^3}{3} = 26317,9 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,20 \times 400} = 0,44 \text{ m}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

✚ On prend : $A_s = 1,93 \text{ cm}^2$

➤ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

Le béton tendu est négligé dans le calcul.

$$M_{inter\ max} = 9,901\ KN.m$$

• **1^{ère} cas (16+4)**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,901 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,9 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,901 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 348} = 1,76\ cm^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times fe} = \frac{15486,9 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,2 \times 400} = 0,80\ cm^2$$

Donc : $A_{s\ cal} = 1,76\ cm^2 > A_{min} = 0,80\ cm^2$; Condition vérifiée

On prend $A_s = 1,76\ cm^2$

• **2^{ème} cas (20+4)**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,901 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,125 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,125 \rightarrow \beta = 0,933 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,901 \times 10^3}{0,933 \times 21,6 \times 348} = 1,41\ cm^2$$

➤ **Condition de non fragilité (section en T_é) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times fe} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,8 \times 400} = 0,92\ cm^2$$

Donc : $A_{s\ cal} = 1,41\ cm^2 > A_{min} = 0,92\ cm^2$; Condition vérifiée

✚ On prend : $A_s = 1,41\ cm^2$

➤ **Sur appui de rive :**

$$M_{rive\ max} = 0,709\ KN.m$$

• **1^{ère} cas (16+4)**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,709 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,994 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,709 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,11 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,2 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,11 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition non vérifiée

✚ On prend : $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$

- 2^{ème} cas (20+4)

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 24) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,701 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,09 \rightarrow \beta = 0,996$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,701 \times 10^3}{0,996 \times 21,6 \times 348} = 0,09 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,8 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,09 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$; Condition non vérifiée

✚ On prend : $A_s = 0,92 \text{ cm}^2$

	(16+4)			(20+4)		
	A ^{CAL} (cm ² /ml)	A ^{adopter} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A ^{CAL} (cm ² /ml)	A ^{adopter} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)
En travée	1	2T10 =1,57	0,36	1,93	2T12 =2,26	0,44
Sur appuis intermédiaire	1,76	1T12(fillante) + 1T10(chapeau)= 1,92	0,80	1,41	1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) = 1,58	0,92
Sur appuis de rive	0,11	1T10=0,79	0,80	0,09	1T12 =1,13	0,92

Tableau III .10 : choix de ferrailage d'Etage courant et RDC.

❖ Vérification à l'E.L.S :

➤ 1^{ère} cas (16+4)

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0$$

$$y = 3,27 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,27^3}{3} + (15 \times 1,57 \times (18 - 3,27)^2) = 5867,3 \text{ cm}^4$$

• Calcul des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,23 \times 10^3}{5867,3} \times 3,27 = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

- Lorsque la fissuration est non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.
- Contrainte de cisaillement (effort tranchant) : L'effort tranchant maximal $T_{\max}=16,376\text{kN}$:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{16,376 \times 10}{12 \times 18} = 0,75 \text{ MPa}$$

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

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

$$1) \tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• Calcul des armatures transversales A_t :

- Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6mm$$

$$\varphi_t = 6mm$$

- Calcule des espacements:

$$\left. \begin{aligned} s_t &\leq \min(0,9d; 40cm) \\ s_t &\leq (16,20; 40cm) \end{aligned} \right\} s_t \leq 16,20cm$$

- La section des armatures transversales:

K=1 (fissuration non préjudiciable).

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

$$k = 1; f_{tj} = 2,1 MPa; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1; f_e = 400 MPa; \gamma_s = 1,15$$

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

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

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

- Calcule la distance X :

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

$$X = \frac{3,55}{2} + \frac{3,691 - 3,691}{3,55 \times 5,85} = 1,744 m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 m$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,376 \times (1,744 - 0,1)}{1,744} = 15,17 kN$$

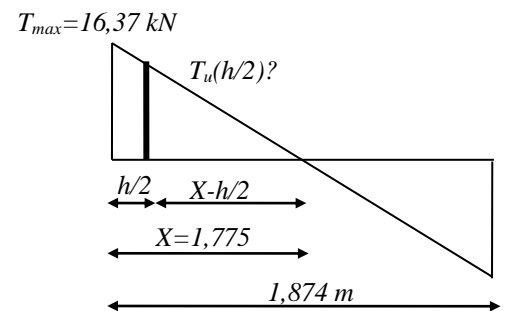
$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,17 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,70 MPa$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,70 MPa.$$

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

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,7 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 7,99 \times 10^{-4} cm \quad (2)$$



- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,35 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ le choix : $2\Phi 6 = 0,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 10 \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,901}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 61,11 \text{ kN}$$

$F_u = 61,11 \text{ kN} > T_u = 16,376 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bielle d'about :

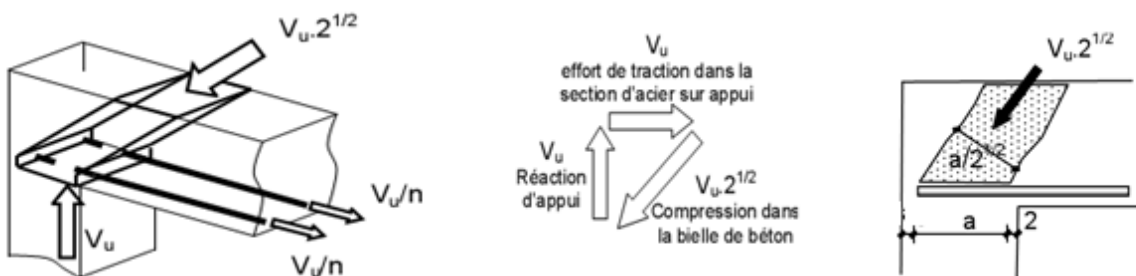


Figure III.17 : Schéma de la bielle d'about.

- 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.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 16,376 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0204 \text{ m}$$

$$= 2,04 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ;$$

$$a' = c - c' - 2$$

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

$$c' = 2 \text{ cm} ; c = 50 \text{ cm}$$

c' : L'enrobage

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a = \min [(46 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}]$$

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

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

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

- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{355} = 0,05 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{355} = 0,05 \geq \frac{4,23}{15 \times 6,664} = 0,04 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ 2^{ème} cas (20+4)

• **Position de l'axe neutre :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 33,9y - 732,24 = 0$$

$$y = 4,25 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,25^3}{3} + (15 \times 2,26 \times (21,6 - 4,25)^2) = 11867,9 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,205 \times 10^3}{11867,9} \times 4,25 = 3,66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- Lorsque la fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

- Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 16,376 \text{ kN}$:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{16,376 \times 10}{12 \times 21,6} = 0,63 \text{ MPa}$$

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

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

$$1) \tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales A_t :**

- Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{240}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 14\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(6,85; 12; 14) = 6mm$$

$$\varphi_t = 6mm$$

- Calcule des espacements:

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

- La section des armatures transversales:

K=1 (fissuration non préjudiciable).

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

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 400 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

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

- Calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables :

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

- Calcule la distance X :

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

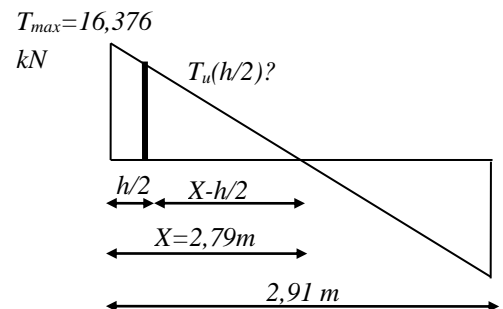
$$X = \frac{5,20}{2} + \frac{9,901 - 3,961}{5,2 \times 5,85} = 2,79m$$

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

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,376 \times (2,79 - 0,12)}{2,79} = 15,67 kN$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,376 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,63MPa$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,63MPa.$$



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

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,63 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -1,16 \times 10^{-4} \text{ cm} \quad (2)$$

○ Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,315 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ le choix : $2\Phi 6 = 0,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

○ Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t; 15 \text{ cm}) = \min(14 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

○ Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

○ Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{9,901}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 50,93 \text{ kN}$$

$F_u = 50,93 \text{ kN} > T_u = 16,376 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

○ 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.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 16,376 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0204 \text{ m} \\ = 2,04 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ;$$

$$a' = c - c' - 2$$

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

$$c' = 2 \text{ cm} ; c = 50 \text{ cm}$$

c' : L'enrobage

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a = \min [(46 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}]$$

- **Entraînement des armatures :**

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 16,376kN .

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 2;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{16,376 \times 10^3}{19,44 \times 4,396 \times 2 \times 10^2} = 0,95 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,95 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

- 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.

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

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm}$$

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

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0,046 \geq 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{24}{520} = 0,046 \geq \frac{10,205}{15 \times 14,299} = 0,04 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,52}{12 \times 21,6} = 0,009 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

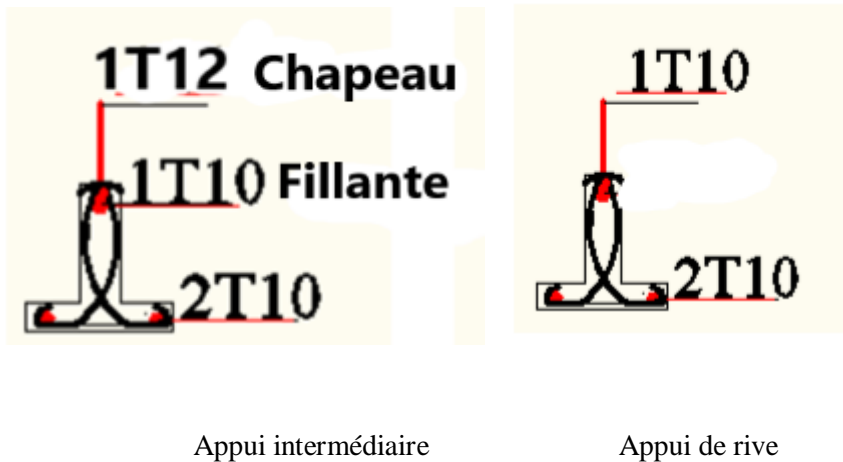


Figure III.18 : Dessin de ferrailage des poutrelles Etage courant et RDC (16+4).

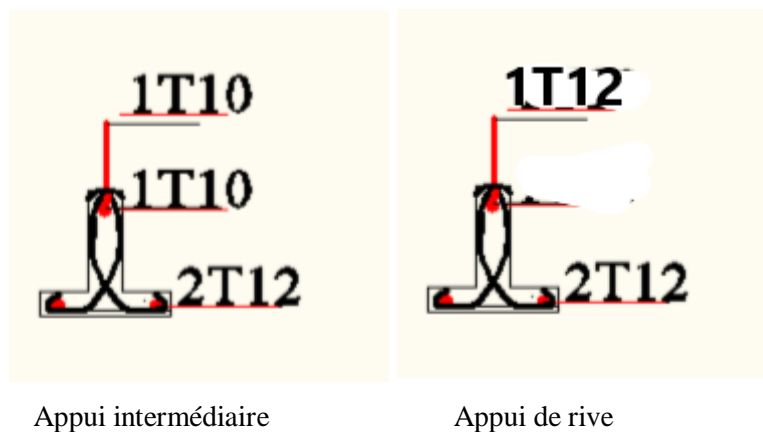


Figure III.19 : Dessin de ferrailage des poutrelles Etage courant et RDC (20+4).

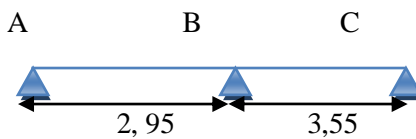
III.2.4-Calcul des poutrelles des planchers Terrasse inaccessible :

Vu que la 3éme condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

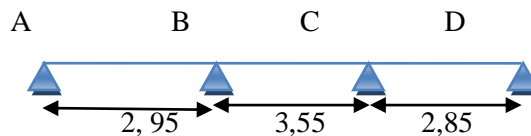
III.2.4.1 -Les type de poutrelles :

Dans le sens des poutrelles on a identifié 03 type :

Type 01:



Type 02:



Type 03:

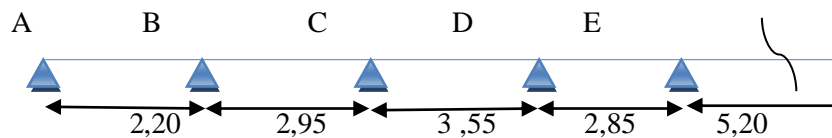
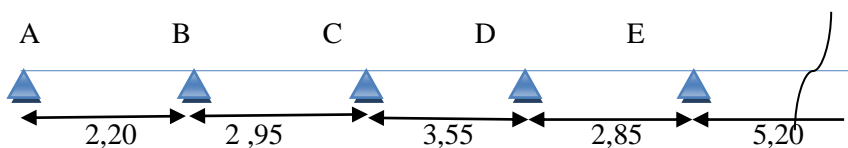


Figure III.20 : Les types des poutrelles de Terrasse inaccessible.

$$\begin{cases} G = 6,48 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,248 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = G + Q = 7,48 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Q_u = 10,248 \times 0,65 = 6,66 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{ser} = 7,48 \times 0,65 = 4,86 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

↳ Exemple de calcul :



↪ En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C :

• **Partie AB :**

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 2,20^2}{8} = 4,03 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2,20}{2} = 1,1 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (2,20 \times 4,01) = 5,91 \text{ m}^2$$

• **Partie BC :**

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 2,95^2}{8} = 7,24 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2,95}{2} = 1,475 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (2,95 \times 7,24) = 14,23 \text{ m}^2$$

• **Détermination de l'équation :**

$$M_A = -0,2M_{0AB} = -0,802$$

$$(1) \Leftrightarrow -1,76 + 10,3M_B + 2,95M_C = -60,15$$

↪ En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :

• **Partie BC :**

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 2,95^2}{8} = 7,24 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{2,95}{2} = 1,475 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (2,95 \times 7,24) = 14,23 \text{ m}^2$$

• **Partie CD :**

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,55^2}{8} = 10,49 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,775 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3} (3,55 \times 10,49) = 24,82 \text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$(2) \Leftrightarrow 2,95M_B + 13M_C + 3,55M_D = -116,64$$

↪ En isolant deux travées adjacentes, on prend C-D et D-E :

• **Partie CD :**

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 3,55^2}{8} = 10,49 \text{ kN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,775 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0AB}) = \frac{2}{3}(3,55 \times 10,49) = 24,82 \text{ m}^2$$

• **Partie DE :**

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 2,85^2}{8} = 6,76 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,85}{2} = 1,425 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(2,85 \times 6,76) = 12,84 \text{ m}^2$$

• **Détermination de l'équation :**

$$(3) \Rightarrow 3,55M_C + 12,8M_D + 2,85M_E = -112,491$$

↪ En isolant deux travées adjacentes, on prend D-E et E-F:

• **Partie DE :**

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 2,85^2}{8} = 6,76 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,85}{2} = 1,425 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(2,85 \times 6,76) = 12,84 \text{ m}^2$$

• **Partie EF :**

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,66 \times 5,20^2}{8} = 22,51 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{5,2}{2} = 2,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0BC}) = \frac{2}{3}(5,20 \times 22,51) = 78,03 \text{ m}^2$$

• **Détermination de l'équation :**

$$M_E = -0,2M_{0EF} = -4,48$$

$$(4) \Rightarrow -23,296 + 16,1M_E + 2,85M_D = -271,311 = -271,311$$

❖ Les moments aux appuis et en travées :

➤ Sur appuis :

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

$$\begin{cases} -1,76 + 10,3M_B + 2,95M_C = -60,15 \\ 2,95M_B + 13M_C - 3,55M_D = -116,64 \\ 3,55M_C + 12,8M_D - 2,85M_E = -112,491 \\ -23,296 + 16,1M_E + 2,85M_D = -271,311 \end{cases}$$

$$M_A = M_G = -0,802 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_I = -3,64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_H = -7,18 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_G = -3,52 \text{ KN.m}$$

$$M_E = M_F = -14,79 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{0AB} = \frac{-0,80 - 3,64}{2} + 4,01 = 1,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_B + M_C}{2} + M_{0BC} = \frac{-3,64 - 7,18}{2} + 7,21 = 1,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_C + M_D}{2} + M_{0CD} = \frac{-7,18 - 3,52}{2} + 10,44 = 5,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} = \frac{M_D + M_E}{2} + M_{0DE} = \frac{-3,52 - 14,79}{2} + 6,73 = -2,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} = \frac{M_E + M_F}{2} + M_{0DE} = \frac{-14,79 - 14,79}{2} + 22,40 = 7,61 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} T_w = \frac{M_A - M_B}{l} + Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,80 + 3,64}{2,20} + \left(6,63 \times \frac{2,20}{2}\right) = 8,72 \text{ kN} \\ T_e = \frac{M_A - M_B}{l} - Q_u \frac{l}{2} = \frac{-0,80 + 3,64}{2,20} - \left(6,63 \times \frac{2,20}{2}\right) = -6,01 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} T_w = \frac{-3,64 + 7,18}{2,95} + \left(6,63 \times \frac{2,95}{2}\right) = 10,97 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-3,64 + 7,18}{2,95} - \left(6,63 \times \frac{2,95}{2}\right) = -8,57 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} T_w = \frac{-7,18 + 3,52}{3,55} + \left(6,63 \times \frac{3,55}{2}\right) = 10,73 \text{ kN} \\ T_e = \frac{-7,18 + 3,52}{3,55} - \left(6,63 \times \frac{3,55}{2}\right) = -12,79 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} T_w = \frac{-3,52+14,79}{2,85} + \left(6,63 \times \frac{2,85}{2}\right) = 9,12\text{kN} \\ T_e = \frac{-3,52+14,79}{2,85} + \left(6,63 \times \frac{2,85}{2}\right) = -5,49\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EF : } \begin{cases} T_w = \frac{-14,79 + 14,79}{5,20} + \left(6,63 \times \frac{5,20}{2}\right) = 17,23\text{kN} \\ T_e = \frac{-14,79 + 14,79}{5,20} + \left(6,63 \times \frac{5,20}{2}\right) = -17,23\text{kN} \end{cases}$$

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U				E.L.U		E.L.S			
			M_0	M_t	M_w (-)	M_e (-)	T_w	T_e (-)	M_0	M_t	M_w (-)	M_e (-)
01	AB	2,95	7,21	1,71	1,44	9,54	12,94	7,03	4,57	1,69	0,91	4,84
	BC	3,55	10,44	4	9,54	3,34	10,02	13,51	6,63	2,04	4,84	4,33
02	AB	2,95	7,21	1,71	1,44	9,54	12,94	7,03	4,57	1,69	0,91	4,84
	BC	3,55	10,44	4	9,54	3,34	10,02	13,51	6,63	2,04	4,84	4,33
	CD	2,85	6,73	3,02	3,34	15,97	13,87	5,01	4,27	-3,62	4,33	11,45
03	A-B	2,20	4,01	1,79	0,80	3,64	5,154	7,736	2,54	1,15	0,51	2,27
	B-C	2,95	7,21	1,80	3,64	7,18	8,459	8,825	4,57	1,06	2,27	4,74
	C-D	3,55	10,44	5,09	7,18	3,52	11,43	9,369	6,63	3,88	4,74	0,76
	D-E	2,85	6,73	-2,42	3,52	14,79	4,395	12,30	4,27	-4,04	0,76	15,86
	E-F	5,20	22,40	7,61	14,79	14,79	15,23	15,23	14,22	-1,64	15,86	15,86
	F-G	2,85	6,73	-2,42	14,79	3,52	12,30	4,395	4,27	-4,04	15,86	0,76
	G-H	3,55	10,44	5,09	3,52	7,18	9,369	11,43	6,63	3,88	0,76	4,74
	H-I	2,95	7,21	1,80	7,18	3,64	8,825	8,459	4,57	1,06	4,74	2,27
	I-J	2,20	4,01	1,79	3,64	0,80	7,736	5,154	2,54	1,15	2,27	0,51

Tableau III. 11 : Récapitulatif des résultats trouvés du plancher terrasse.

❖ Sollicitations de calcul:

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{t \max} = 5,09 \text{ kN.m pour } (16 + 4) \\ M_{t \max} = 7,61 \text{ kN.m pour } (20 + 4) \\ M_{rive \max} = 1,44 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 15,97 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 17,23 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{E.L.S} \begin{cases} M_{t \max} = 4,04 \text{ kN.m pour } (16 + 4) \\ M_{t \max} = 1,64 \text{ kN.m pour } (20 + 4) \\ M_{rive \max} = 0,91 \text{ kN.m} \\ M_{inter \max} = 15,86 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul du ferrillage L'ELU :

➤ En travée :

- 1^{ère} cas (16+4) :

On calcule le moment de résistance de la table:

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

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 4 \text{ KN.m} < 58,93 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_t) = (65 \times 20)$ soumise à :

$$M_{t(max)} = 5,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5,09 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,017 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,09 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 2,2 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

⚡ Avec :

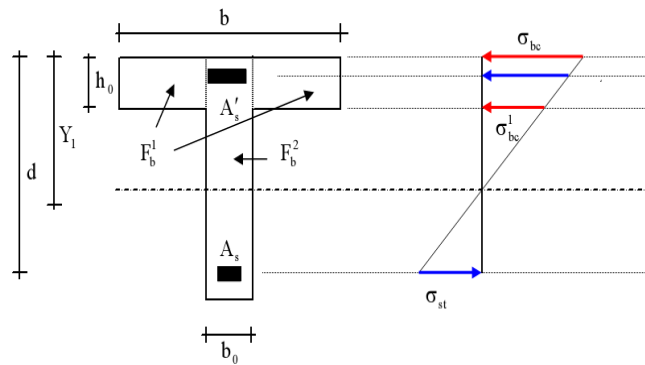
$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \times (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2}))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))} = \frac{(65 \times 4 \times (20 - \frac{4}{2})) + (12 \times (20 - 4) \times (\frac{20 - 4}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,8 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,8 = 6,2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 6,2^3) - ((65 - 12) \times (6,2 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,2)^3}{3} = 15486,9 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,9 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,8 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$



✚ Donc : $A_{s\text{ cal}} = 2,2 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,36 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
 $A_s = 2,2 \text{ cm}^2$

• 2^{ème} cas (20+4) :

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

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(21,6 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 72,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 6,43 \text{ KN.m} < 72,19 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t(max)} = 7,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t\text{ max}}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{9,61 \times 10^3}{14,17 \times (21,6)^2 \times 65} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t\text{ max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,61 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\text{min}} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24-4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 16,2 = 7,2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 7,2^3) - ((65 - 12) \times (7,2 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,2)^3}{3} = 263179 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,2 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,74 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend $A_s = 2,74$

➤ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

Le béton tendu est négligé dans le calcul.

$$M_{\text{int max}} = 15,97 \text{ KN.m}$$

• **1^{ère} cas (16+4)**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,97 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,824$; β est tirée du tableau.

$$A_s = 3,1 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 3,1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$$A_s = 3,1 \text{ cm}^2$$

• **2^{ème} cas (20+4) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,97 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,201 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,201 \rightarrow \beta = 0,886$; β est tirée du tableau.

$$A_s = 2,4 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,4 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$$A_s = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui de rive :**

$$M_{\text{rive max}} = 1,44 \text{ KN.m}$$

• **1^{ère} cas (16+4)**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,44 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = 0,23 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée ;

On prend $A_{min}=0,80$

- 2^{ème} cas (20+4) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,44 \times 10^3}{12 \times 21,6^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = 0,19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,19 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée.

on prend $A_{min}=0,92$

	(16+4)			(20+4)		
	$A^{CAL}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A^{adopter}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A^{CAL}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A^{adopter}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
En travée	2,2	2T12 =2,26	0,36	2,74	2T14=3,08	0,44
Sur appuis intermédiaire	3,1	1T14 (filante) 1T14 (chapeau)= 3,08	0,80	2,4	1T14 (filante) +1T12 (chapeau) = 2,67 cm^2	0,92
Sur appuis de rive	0,23	1T12=1,13	0,80	0,19	1T12 =1,13	0,92

Tableau III .12 : choix de ferrailage de Terrasse inaccessible.

❖ Vérification à l'E.L.S :

➤ 1^{ère} cas (16+4)

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 33,9 - 610,2 = 0$$

$$y = 3,84 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + (15 \times 2,26 \times (18 - 3,84)^2) = 8024 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4.04 \times 10^3}{8024} \times 3,84 = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{4.04(18-3,84)}{8024} = 106,921 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 106,92 < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ condition vérifiée.}$$

- Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max}=17,23 \text{ kN}$:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,23 \times 10}{12 \times 18} = 0,79 \text{ MPa}$$

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

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

$$1) \tau_u = 0,79 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales A_t :**

- Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 12\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 6 \text{ mm}$$

- Calcule des espacements:

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ s_t \leq (16,20; 40\text{cm}) \end{array} \right\} s_t \leq 16,20\text{cm}$$

- o La section des armatures transversales:

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

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

$k = 1$; $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$; $\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$

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

- o Calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables :

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

- Calcule la distance X :

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

$$X = \frac{3,55}{2} + \frac{7,18 - 3,52}{3,55 \times 6,63} = 1,93 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

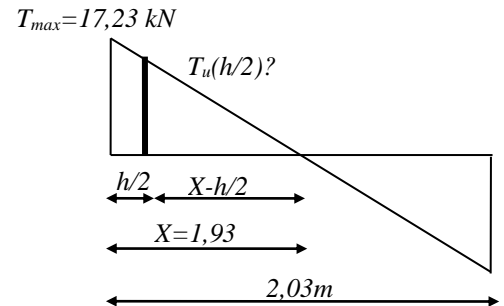
$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{17,23 \times (1,93 - 0,1)}{1,93} = 16,33 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,33 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,75 \text{ MPa.}$$

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

$$\text{D'après (1) : } \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,75 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 8,47 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$



- o Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,38 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{le choix} : 2\Phi 6 = 0,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{15,97}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 98,58 \text{ kN}$$

$F_u = 98,58 \text{ kN} > T_u = 17,23 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bielle d'about :

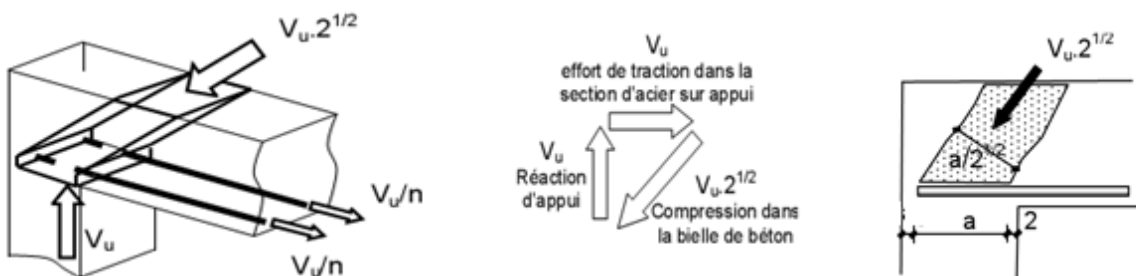


Figure III.21: Schéma de la bielle d'about.

- La contrainte de compression dans la biellette 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 biellette.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 17,23 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,021 \text{ m} \\ = 2,1 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ;$$

c' : L'enrobage.

c : La largeur de l'appui du poteau ;

a' : La largeur d'appui ;

$$c' = 2 \text{ cm} ; c = 50 \text{ cm}$$

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

$$a = \min \llbracket (46 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.} \rrbracket$$

- **Entraînement des armatures :**

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 17,23kN .

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 2 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{17,23 \times 10^3}{16,2 \times 3,768 \times 2 \times 10^2} = 1,41 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 1,41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

- 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.

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

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

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

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6$$

- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0,05 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0,05 \geq \frac{4,04}{15 \times 4,27} = 0,06 ; \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,006 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la deuxième condition n'est pas satisfaite ; donc on passe au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10 E_i.I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10 E_v.I_{f_v}}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

- Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15 A_s(d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h_0)(\frac{h_0}{2} + h - h_0) + [(h-h_0) b_0(\frac{h-h_0}{2})] + \eta A_s \cdot c}{(b \times h_0) + (h-h_0) b_0 + \eta A_s}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(65 \times 4)(2 + 12) + [(16-4) \times 12 \times (\frac{16-4}{2})] + 15 \times 2,26 \times 2}{(65 \times 4) + (16-4) 12 + 15 \times 2,26} = 10,44 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{65 \times (10,44)^3}{3} - \frac{(65-12)(10,44-4)^3}{3} + \frac{12(20-10,44)^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 10,44)^2$$

$$I_g = 23430,65 \text{ cm}^4$$

a. Charges prises en comptes :

$$\begin{cases} J = G - 1 = 6,48 - 1 = 5,48 \text{ KN/m} \\ G = 6,48 \text{ KN/m} \\ P = G + Q = 6,48 + 1 = 7,48 \text{ KN/m} \end{cases}$$

1-charge avant mise de revêtement : $\mathbf{j} = 5,48 \times 0,65 = 3,562 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $\mathbf{G} = 6,48 \times 0,65 = 4,212 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $\mathbf{P} = (G+Q) : \mathbf{P} = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,862 \text{ KN/m}$

a. Calcul des moments correspondants :

$$\begin{cases} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,212 \times 3,55^2}{8} = 5,63 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,862 \times 3,55^2}{8} = 8,51 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,562 \times 3,55^2}{8} = 4,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Calcul des contraintes:

$$\begin{cases} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{5,63 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,26 \times 0,9 \times 18} = 184,52 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{8,51 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,26 \times 0,9 \times 18} = 323,43 \text{ Mpa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{4,76 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,26 \times 0,9 \times 18} = 130,01 \text{ Mpa} \end{cases}$$

a. Calcul des coefficients :

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{c28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) \times 0,011} = 3,73$$

$$\lambda_v = \left(\frac{2}{5}\right) \lambda_i = \left(\frac{2}{5}\right) \times 3,73 = 1,49$$

b. Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{Sj}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 130,01) + 2,1} \right] = 0,53 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{SG}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 184,52) + 2,1} \right] = 0,64 \\ \mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{Sp}) + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 323,43) + 2,1} \right] = 0,78 \end{cases}$$

c. Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_g$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 [A_s \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2]$$

$$d'' = h - (\phi + c) = 20 + (0,12 - 2) = 18,12 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 [2,26 \left(\frac{20}{2} - 18,12\right)^2] = 45568,50 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 45568,5}{(1 + 3,73 \times 0,53)} = 16838,1 \text{ cm}^4$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 45568,5}{(1 + 3,73 \times 0,64)} = 14798,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 45568,5}{(1 + 3,73 \times 0,78)} = 12821,75 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 45568,5}{(1 + 3,73 \times 1,49)} = 7643,73 \text{ cm}^4$$

d. Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

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

$$F_{ij} = \frac{4,76 \times 3,55^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16838,1} = 0,11$$

$$F_{ig} = \frac{5,63 \times 3,55^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14798,46} = 0,149$$

$$F_{ip} = \frac{8,51 \times 3,55^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12821,75} = 0,26$$

$$F_{vg} = \frac{5,63 \times 3,55^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 7643,73} = 0,288$$

$$F_{tot} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{tot} = 0,288 - 0,11 + 0,26 - 0,149 = 0,229$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0,71$$

$$F_{tot} = 0,229 < F_{adm} = 0,71 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ 2^{ème} cas (20+4)

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 46,2y - 997,92 = 0$$

$$y = 4,88 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 4,88^3}{3} + (15 \times 3,08 \times (21,6 - 4,885)^2) = 15433,6 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,64 \times 10^3}{15433,6} \times 3,55 = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} = 15 \times 10^3 \times \frac{1,64(21,6-4,88)}{15433,6} = 26,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = 26,66 < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Contrainte de cisaillement :(effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{\max}=17,23 \text{ kN}$:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,23 \times 10}{12 \times 21,6} = 0,66 \text{ MPa}$$

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

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

$$1) \tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales A_t :**

- Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

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

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{240}{35} [mm]; \frac{120}{10} [mm]; 14\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(6,85; 12; 14) = 6mm$$

$$\varphi_t = 6mm$$

- Calcule des espacements:

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

- La section des armatures transversales:

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

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

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 MPa ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 400 MPa ; \gamma_s = 1,15$$

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

- Calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables :

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

- Calcule la distance X :

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

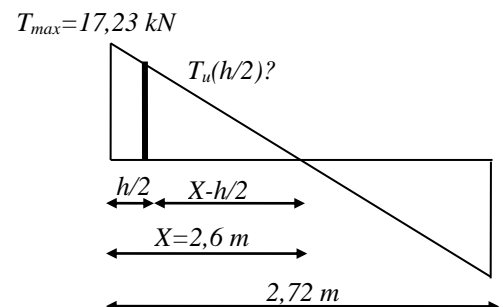
$$X = \frac{5,2}{2} + \frac{15,86 - 15,86}{5,2 \times 6,63} = 2,6 m$$

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

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{17,23 \times (2,6 - 0,12)}{2,6} = 16,43 kN$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16,43 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,216} = 0,63 MPa$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,63 MPa.$$



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

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,63 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 2,52 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \quad (2)$$

- o minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,31 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{le choix} : 2\Phi 6 = 0,57 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

- o Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(14 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = S_t \leq 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- o Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- o Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{15,97}{0,9 \times 21,6 \times 10^{-2}} = 82,15 \text{ kN}$$

$F_u = 82,15 \text{ kN} > T_u = 17,23 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

- o 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.

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 17,23 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,021 \text{ m}$$

$$= 2,1 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ;$$

$$a' = c - c' - 2 ;$$

$$c' = 2 \text{ cm} ; c = 50 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui.

c : La largeur de l'appui du poteau.

c' : L'enrobage.

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

$$a = \min \llbracket (46 \text{ cm} ; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 \text{ cm} ; a > 1,5 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.} \rrbracket$$

- **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 cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A .

T : L'effort tranchant maximum ; T = 17,23kN .

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 2 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{17,23 \times 10^3}{19,44 \times 4,396 \times 2 \times 10^2} = 1,01 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

- 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.

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

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 35 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

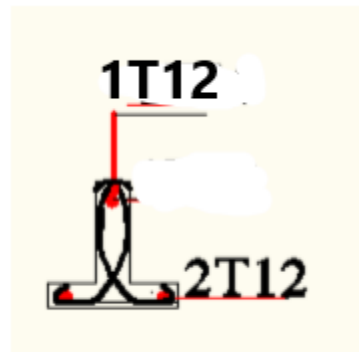
- Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{24}{520} = 0,046 \geq 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{24}{520} = 0,046 \geq \frac{1,64}{15 \times 14,22} = 0,007 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1,51}{12 \times 21,6} = 0,005 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

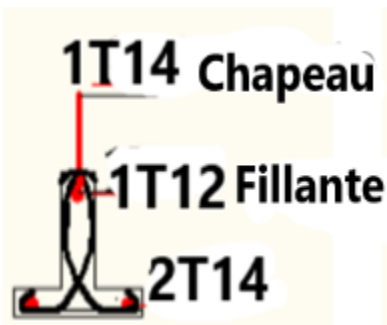


Appui intermédiaire

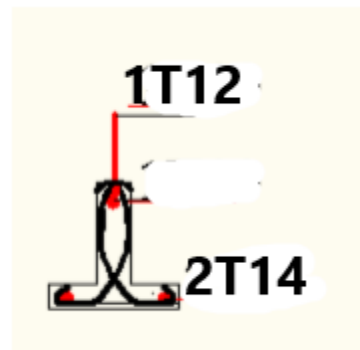


Appui de rive

Figure III.22 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse (16+4).



Appui intermédiaire



Appui de rive

Figure III.23 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse (20+4).

III.3. La dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

-20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

-33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

- Section minimale des armatures Perpendiculaire aux poutrelles :

$$-A^{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$-A^{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

- Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A// \geq A^{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 215 \text{ MPa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A^{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A^{\perp} = 5 \varphi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A// \geq 1,41/2 = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section 5 φ 6 avec un espacement de 20 cm

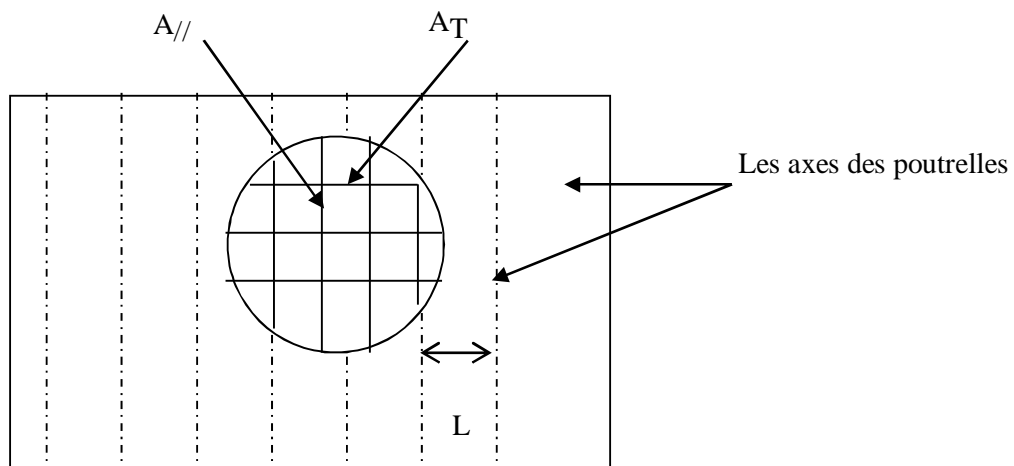


Figure. III.22 : Ferrailage de la dalle de compression.



CHAPITRE IV:

**CALCUL DES ELEMENTS
NON STRUCTUREAUX**

IV.1- L'acrotère :**IV.1.1 -1Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Elle est considérée comme une console encastrée au plancher terrasse.

- La hauteur $h=60$ cm
- L'épaisseur $e_p=10$ cm

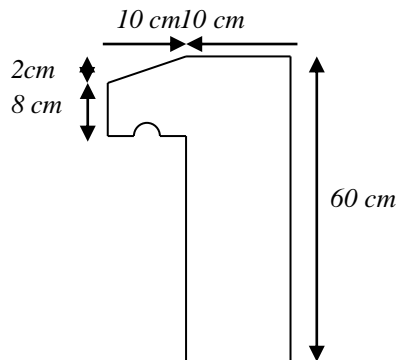


Figure 0.01 : Dimensions de l'acrotère

IV.1.2- Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :**❖ Poids propre :**

$$S = \left[(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{1}{2} (0.02 \times 0.1) \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,72 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

❖ Effort normal :

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

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

❖ Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,60 = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,60 \text{ kN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

❖ **Enrobage :**

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

❖ **Excentricité :**

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

$$\frac{e_p}{2} = < e$$

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

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

IV.1.3-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

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

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

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,32) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} & ((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h \\ &= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 \\ &= 24,79 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$-0,81 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

IV.1.4- Calcul du ferrailage (E.L.U) :

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

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

❖ **Calcul de la section d'armatures:**

➤ **Flexion simple :**

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

➤ **Flexion composée :**

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

❖ **Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:**

➤ **Les armatures principales :**

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

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

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

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

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

$$\text{On adopte } 4\Phi 6 \text{ p.m.} \rightarrow A_s = 1,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $4\Phi 6 \text{ p.m.}$

IV.1.5-Vérification des contraintes (E.L.S.) :

➤ **Moment de service :**

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

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination des contraintes :**

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{0,65 \times 10^3}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec :

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 15 \times \frac{0,65 \times 10^3}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

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

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

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

$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition Vérifiée

➤ **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 :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,72 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale.

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,72 = 0,55 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition Vérifiée

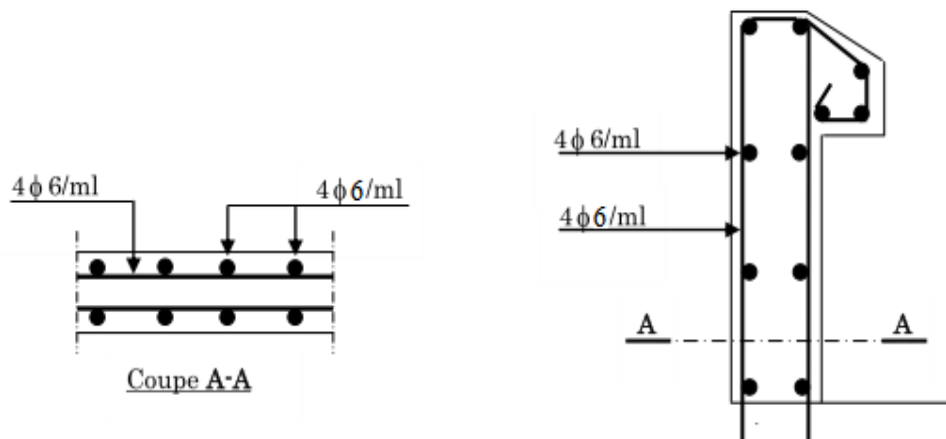


Figure IV.02: Ferrailage de l'acrotère.

IV.2-Balcons :

IV.2.1- Définition :

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

✚ On a :

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 2,85m$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,50 m$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{2,85} = 0,52 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens (suivant } L_x, L_y)$$

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

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$;
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

✚ On adopte : $e = 15 \text{ cm}$ pour une bonne isolation

IV.2.2-Balcon étages courants :

❖ **Les charges et les sollicitations :**

➤ **Descente des charges :**

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1 – Carrelage	0,02x20	0,40
2 – Mortier de pose	0,02x20	0,40
3 – Lit de sable	0,02x17	0,34
4 – Dalle pleine	0.15x25	3,75
5 – Enduit en ciment	0.02x25	0,36
La charge permanente	G=∑Gi	5,25
La surcharge d'exploitation	Q	3,50

Tableau IV.01 : Descente des charges.

➤ **Charge surfacique et linéaire :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,25) + (1,5 \times 3,5) = 12,33 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,33 \times 1 \text{ m} = 12,33 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,25 + 3,50 = 8,75 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,75 \times 1 \text{ m} = 8,75 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

❖ **Calcul de la charge concentrée :**

➤ **Poids propre du mur :**

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u\ mur} = 1,35 \times P_{mur} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$$

➤ **Charges totales :**

$$P_u = P_{u\ mur} = 1,93 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} = 1,43 \text{ kN}$$

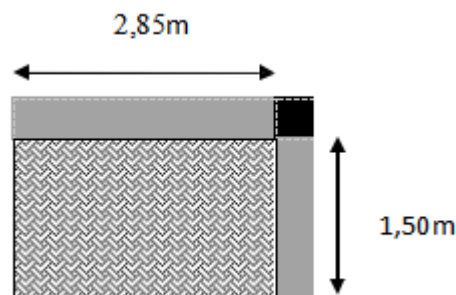


Figure IV.03 : Schéma du balcon étage courant.

➤ **Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :**

$$M_{max} = -\frac{Q_u \cdot l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,33 \times 1,50^2}{2}\right) - (1,94 \times 1,50) = -16,78 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_u \cdot l + P_u = (12,33 \times 1,5) + 1,94 = 20,43 \text{ kN}$$

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

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2, \quad M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

$$\text{ELU : } v = 0 \Rightarrow \mu_x = 0,0937 ; \quad \mu_y = 0,2500$$

$$\text{ELS : } v = 0,2 \Rightarrow \mu_x = 0,0947 ; \quad \mu_y = 0,3853$$

- Calcul à ELU:

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0937 \times 12,33 \times 1,5^2 = 2,59 \text{ m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,2500 \times 2,59 = 0,64 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 2,59 = 2,20 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{oy} = 0,85 \times 0,64 = 0,54 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ax} = M_{ax} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 2,59 = 1,29 \text{ KN.m}$$

- ❖ Ferrailage :

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

- En travée :

- Sens L_x :

$$M_{tx} = 2,20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,20 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 \rightarrow \beta = 0,996 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,20 \times 10^3}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_y :

$$M_{ty} = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,002 \rightarrow \beta = 0,999 \text{ et puis :}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ **Sur appuis:**

$$M_{a\ int} = 1,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,005 \rightarrow \beta = 0,997 \text{ et puis :}$$

$$A_{app} = \frac{M_{a\ int}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Section minimal des armatures :**

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

• **Sens L_y :**

$$A_{y\ min} = 8.e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ pour } Fe = 400$$

• **Sens L_x :**

$$A_{x\ min} = A_{y\ min} \cdot \frac{3-\alpha}{2} = 1,488 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement :**• **Parallèle à L_x :**

$$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

✚ On prend:

$$St = 25\text{cm}.$$

• **Parallèle à L_y :**

$$St \leq \min(4e, 45\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

✚ On prend:

$$St = 40 \text{ cm}$$

		E.L.S	E.L.U							
		M(KN.m)	M(KN.m)	μ	β	$A^{CAL}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A^{adopter}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	St (cm)	$\Phi(\text{mm})$
En travée	Sens x	1,58	2,20	0,009	0,996	0,47	4T10 = 2,26	3,14	25	10
	Sens y	0,62	0,54	0,002	0,996	0,12	4T10 = 2,26	3,14	25	10
Sur appuis	Sens x	1,93	1,29	0,005	0,997	0,28	4T10 = 2,26	3,14	25	10
	Sens y									

Tableau IV.02 : Choix de ferrailage de balcon.

❖ Vérifications :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{adpt} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

➤ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{20,43 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,15 \text{ MPa}$$

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

$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

1) $\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

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

➤ Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,43 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 2 \times 3,769 \times 10^2} = 2,23 \text{ MPa}$$

✚ Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 2$

μ : Périmètre d'armatures tendues. ; $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1,2 = 3,769 \text{ cm}$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{se} = 2,23 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

❖ La vérification des contraintes à l'E.L.S :

➤ Sens-x :

$$M_{ser} = 2,20 \text{ KN.m}$$

• Détermination de la position de l'axe neutre :

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$D = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 33,9 - 457,65 = 0 \rightarrow y = 2,71 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimé.

• Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,71^3}{3} + ((15 \times 2,26)(13,50 - 2,71)^2) = 4610,2 \text{ cm}^4$$

• Détermination de contraintes :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1,58 \times 10^3}{4610,2} \times 2,71 = 0,93 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,93 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

○ Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1,58 \times 10^3}{4610,2} \times (13,50 - 2,71) = 55,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55,49 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition non vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

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

Avec :

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

- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 2,26 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 2,26)} = 7,61 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,61 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,39 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,61^3}{3} + \frac{100 \times 7,39^3}{3} + (15 \times 2,26) \times (13,50 - 7,61)^2 \\ &= 29319,21 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,5^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29319,21} \times \left[\frac{8,75 \times 1,5}{8} + \frac{1,93}{3} \right] = 0,08 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,08 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens-y :**

$$M_{ser} = 0,54 \text{ KN.m}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$D = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 33,9 - 457,65 = 0 \rightarrow y = 2,71 \text{ cm}$$

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

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,71^3}{3} + ((15 \times 2,26)(13,50 - 2,71)^2) = 4610,2 \text{ cm}^4$$

• **Détermination de contraintes :**

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{0,62 \times 10^3}{4610,2} \times 2,71 = 0,36 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,36 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,62 \times 10^3}{4610,2} \times (13,50 - 2,71) = 21,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 21,78 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition non vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

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

Avec :

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

- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h), \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 2,26 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 2,26)} = 7,61 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,61 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,39 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\
 &= \frac{100 \times 7,61^3}{3} + \frac{100 \times 7,39^3}{3} + (15 \times 2,26) \times (13,50 - 7,61)^2 \\
 &= 29319,21 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

- Calcul de la flèche :

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,5^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29319,21} \times \left[\frac{8,75 \times 1,5}{8} + \frac{1,93}{3} \right] = 0,08 \text{ cm} \\
 F_{adm} &= \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm} \\
 F_{cal} &= 0,08 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}
 \end{aligned}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_{ser} = 1,92 \text{ KN.m}$$

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$D = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 33,9 - 457,65 = 0 \rightarrow y = 2,71 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre le plus comprimé.

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,71^3}{3} + ((15 \times 2,26)(13,50 - 2,71)^2) = 4610,2 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contraintes :**

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1,93 \times 10^3}{4610,2} \times 2,71 = 1,13 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,13 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1,93 \times 10^3}{4610,2} \times (13,50 - 2,71) = 67,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,79 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition non vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

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

Avec :

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

- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 2,26 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 2,26)} = 7,61 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,61 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,39 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,61^3}{3} + \frac{100 \times 7,39^3}{3} + (15 \times 2,26) \times (13,50 - 7,61)^2 \\ &= 29319,21 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,5^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29319,21} \times \left[\frac{8,75 \times 1,5}{8} + \frac{1,93}{3} \right] = 0,08 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,08 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Schéma du ferrailage :

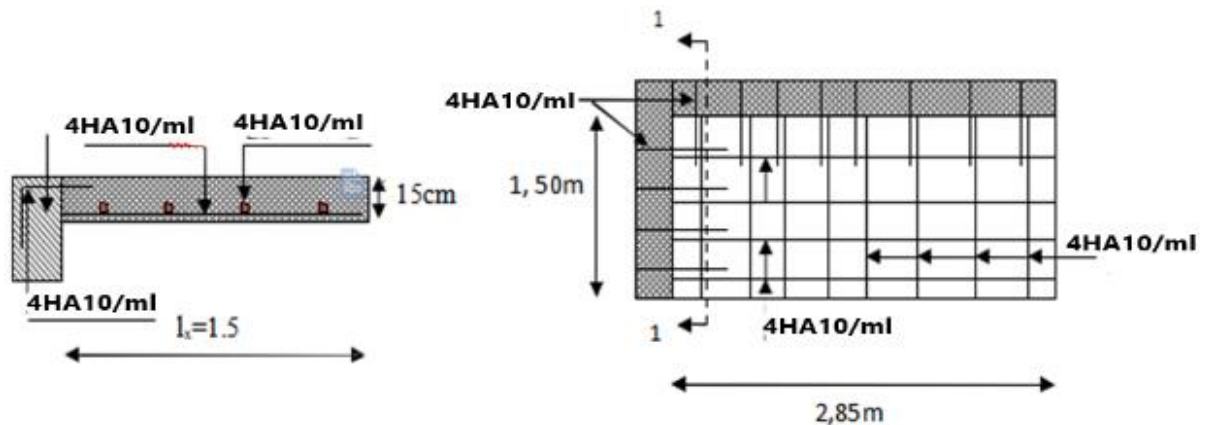


Figure IV.04: Schéma de ferrailage du balcon.

IV.3-Escalier :

IV.3.1 -Définition :

-**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** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

-**La hauteur de marche**: 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**: distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches.

Consécutives. Les girons 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:** 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:** 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.

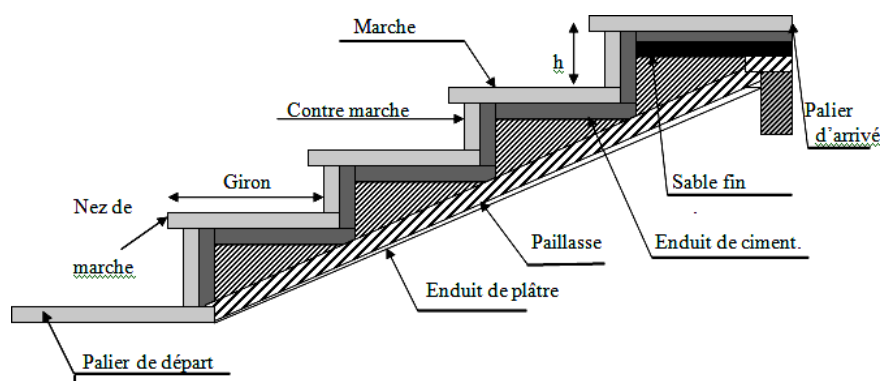


Figure IV.05: Coupe descriptive d'un escalier

IV.3.2- 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 supérieures des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

- **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 :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

✚ Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

✚ Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = \frac{H_e}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ cm}$ et $L = 2,40 \text{ cm}$

✚ 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)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \text{ et } g = \frac{240}{9 - 1} = 30 \text{ cm}$$

✚ On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

✚ L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

✚ L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

IV.3.3-Etude d'un escalier de volée à marches consol :

Dans ce cas on a les marches sont les éléments porteurs, ils sont encastrées dans une poutre brisé ayant un forme du volée, donc par conséquence la paillasse doit être mince (4cm) légèrement armé

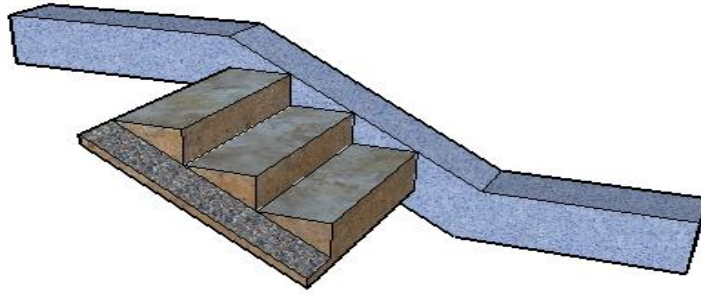


Figure IV.06: Escalier avec marches consoles.

❖ **Épaisseur de la volée (e_v) :**

Paillasse mince de très faible épaisseur $e_v = 4$ cm

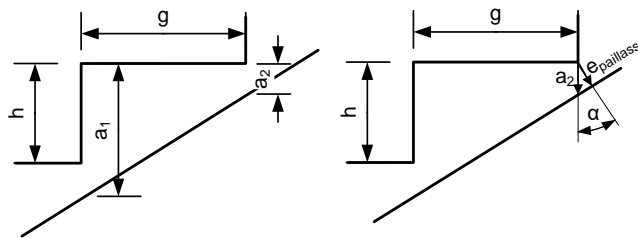
❖ **Section de calcul :**

Figure IV.07 : Escalier console.

$$h_{eq} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{17}{2} + \frac{4}{0,87} = 13,90 \text{ cm}$$

❖ **Charges permanente :**

$$G = \gamma_{BA} \times h_{eq} \times g_{min} = 25 \times 0,139 \times 0,3 = 1,0425 \text{ KN/m}$$

❖ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 1,0425) + (1,5 \times 1,5) = 3,65 \text{ KN/m} & \text{E.L.U} \\ q_{ser} = G + Q + 1,67 + 1,5 = 2,5425 \text{ KN/m} & \text{E.L.S} \end{cases}$$

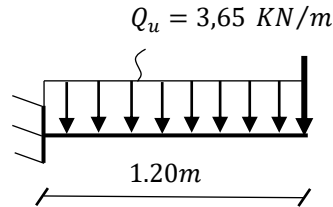
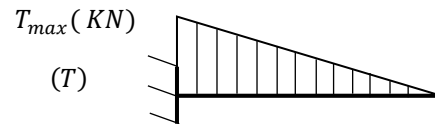


Figure IV.08: Schéma d'évaluation des charges (marches consoles)

❖ Efforts tranchants :

$$T = Q_u \times l$$



❖ Moment isostatique :

$$M = -\frac{Q_u \times l^2}{2}$$

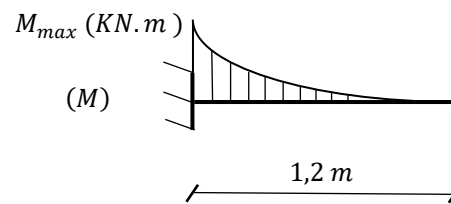


Figure IV.09: diagrammes de (M) et (T) des marches consoles.

❖ Résultats obtenus :

➤ E.L.U :

$$T_{max} = 4,38 \text{ KN}$$

$$M_u = -2,628 \text{ KN.m}$$

➤ E.L.S :

$$T_{max} = 3.051 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -1,8306 \text{ KN.m}$$

IV.3.5- Ferrailage de l'escalier :

On a : $M_{max} = 2,628 \text{ kN.m}$

$$M_{max} = 3,24 \text{ KN.m}$$

L'élément à ferrailer c'est la marche donc La section devienne : (g x heq) cm²

D'où : heq = 13,9 cm

$$d = 0,9 \text{ heq} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{2,628 \times 10^3}{14,17 \times 12,5^2 \times 30} = 0,04 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{2,628 \times 10^3}{348 \times 12,5 \times 0,980} = 0,62 \text{ cm}^2$$

IV.3.6- Vérification :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 12,5 \times 2,1}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,45 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

on prend : $A_{st} = 0,62 \text{ cm}^2$

On adopte : **2 Φ 8** $\Rightarrow A_{st} = 1,01 \text{ cm}^2$

❖ Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T_u = 4,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{4,38 \times 10}{30 \times 12,5} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification de la flèche :

Pour le cas d'un console, la flèche F est égale à:

$$F = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

➤ **Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{30 \times 13,9 \times 6,95 + 15 \times 1,01 \times 12,5}{30 \times 13,9 + 15 \times 1,01} = 7,14$$

$$Y_1 = Y_G = 7,14 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 = h - Y_1 = 13,9 - 7,14 = 6,76 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b}{3} y_2^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{30 \times 7,14^3}{3} + \frac{30 \times 6,76^3}{3} + 15 \times 1,01 (12,5 - 7,14)^2$$

$$= 127407,37 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{Q \cdot L^4}{8EI} = \frac{3,65 \times 1,20^4 \times 10^7}{8 \times 32164,2 \times 127407,37} = 0,002 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,002 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la section d'armatures minimale:**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,06 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

➤ **Section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K f_{tj}}{0,9(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,06 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 400} = -0,04 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

Donc on prend le max de (1) ; (2)

$$A_t \geq 0,04 S_t$$

$$\text{Si on prend } S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \text{ cm}^2$$

Donc soit les armatures transversales en **2 Φ 6** (S = 0,57cm²)

IV.3.7- Vérification des contraintes à l'E.L.S:

• **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 15 y^2 + 15,15 y - 304,51 = 0 \Rightarrow y = 3,09 \text{ cm}$$

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

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

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 3,09^3}{3} + 15 \times 1,01(12,5 - 3,09)^2 = 1639,4 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de contrainte :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,8306 \times 10^3}{1639,4} 3,09 = 3,45 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de la flèche

- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

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

η : Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{1,8306 \times 10^3}{1639,4} \times (12,5 - 3,09) = 157,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 157,86 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

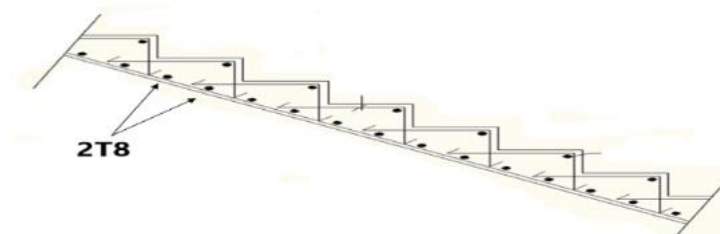


Figure IV.10 : Ferrailage des escaliers.

IV.4-L'ascenseur :

IV.4.1-Définition :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

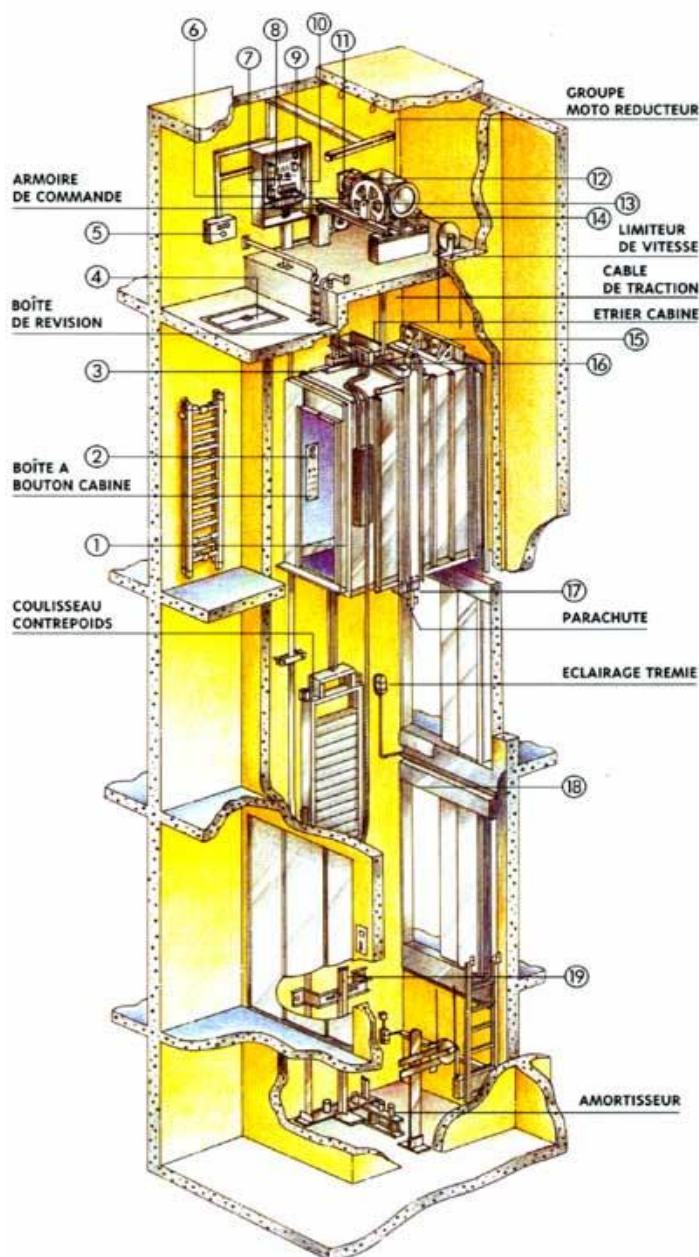


Figure 0.11 : Schéma d'un ascenseur

IV.4.2- Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- Pp : le poids de contrepoids tel que $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22) :

- Largeur de la cabine : 1,30 m
- Langueur de la cabine : 1,51 m
- Hauteur : 2,20 m
- La largeur de passage libre : 0,8 m
- La hauteur de passage libre : 2 m
- La hauteur de la course : 36,72 m
- La surface latérale : $S = ((2 \times 1,51) + 1,30) \times 2,20 = 9,50 \text{ m}^2$,
- Epaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

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

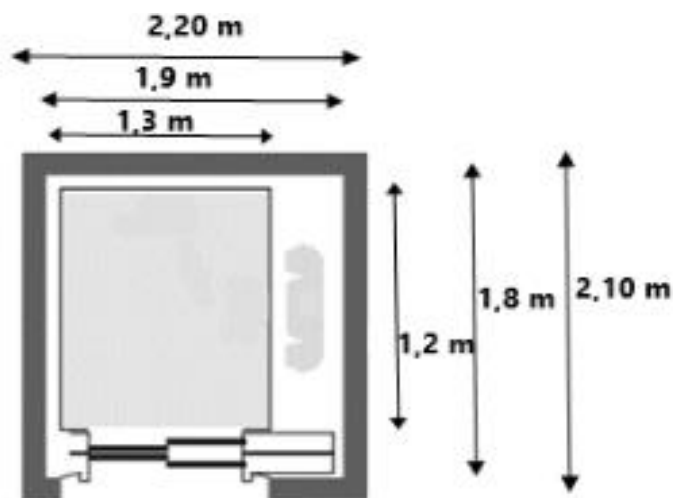


Figure IV.12: Schéma d'un ascenseur.

❖ Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1058,02 \text{ kg}$

Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1058,02 + \frac{675}{2} = 1395,52 \text{ kg}$

❖ Calcul de la charge total q_u :

➤ Calcul de la charge de rupture :

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

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

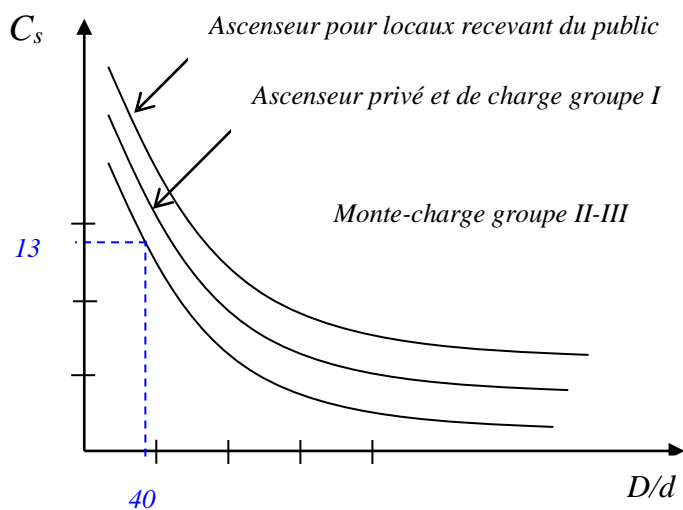


Figure IV.13: Abaque de détermination de suspentes.

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M _L [daN/m]	Charge admissible totale C _r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

Tableau IV.03: Caractéristiques des câbles.

✚ On a : $C_r = C_s \times M$

✚ Avec :

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

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

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

✚ On néglige M_g devant $(Q + P_m)$

✚ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

✚ Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1058,02) = 20796,24 \text{ kg}$

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

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} = \frac{20796,24}{0,85} = 24466,16 \text{ kg}$$

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

✚ Avec :

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

n : Nombres des câbles,

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

$$n = \frac{C_m}{C_{r(1 \text{ câble})} \cdot m} = \frac{24466,16}{8152 \times 2} = 1,5$$

✚ On prend : $n = 4$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

➤ Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \cdot n \cdot L$$

✚ Avec :

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

n : Nombre des câbles, $n = 4$;

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

$$M_g = m \cdot n \cdot L = 0,515 \times 4 \times 36,72 = 75,64 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1058,02 + 75,64 = 1808,66 \text{ kg}$$

➤ Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \cdot m \cdot n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{24466,16}{1808,66} = 13,53 > 12 ; \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Calcul de la charge permanente total G :

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

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1058,02 + 1395,52 + 1200 + 75,64 = 3729,18 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6046,89 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = G + Q = 4404,18 \text{ kg}$$

❖ Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge :

$$q_u = 5248,23 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = 3812,58 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.U : } q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6046,89}{4} = 1511,72 \text{ kg} / \text{m}$$

$$\text{E.L.S : } q_0 = \frac{q_{ser}}{4} = \frac{4404,18}{4} = 1101,045 \text{ kg} / \text{m}$$

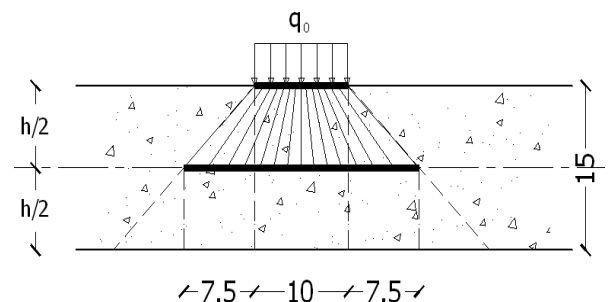


Figure IV.14 : Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.

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

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

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

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

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

$$\mu_c = 2(U + V)$$

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

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

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

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} =$$

$$11250 \text{ kg} > q_0 = 1511,72 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement

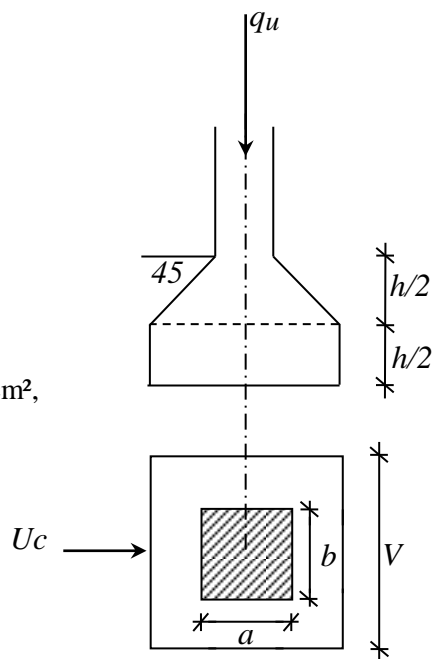


Figure IV.15 : Schéma de la surface d'impact

❖ Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

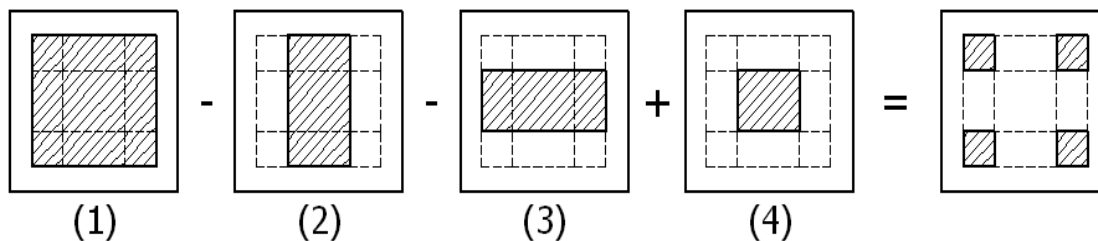


Figure IV.16 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

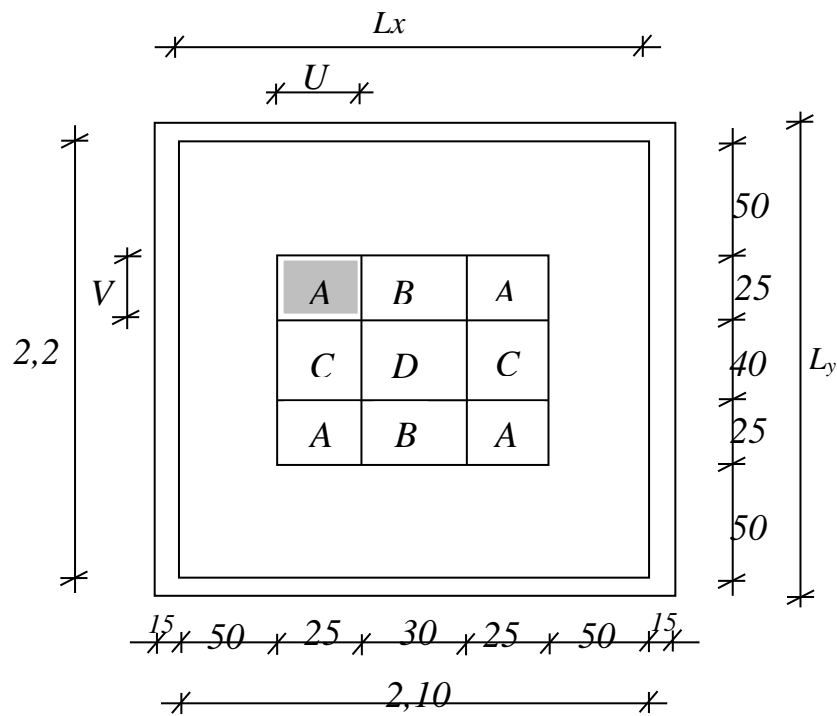


Figure IV.17 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

✚ On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I = 4A + 2B + 2C + D$$

$$II = 2B + D$$

$$III = 2C + D$$

$$IV = D$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés Par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

➤ Distances des rectangles :

• Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

• Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Rectangle (3) :**

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ m} \end{cases}$$

• **Rectangle (4) :**

$$\begin{cases} U = 60 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments suivant les deux directions :**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

ν : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ($\nu = 0$):

$$\begin{cases} M_x = M_1 \times P \\ M_y = M_2 \times P \\ P = P' \times S \end{cases}$$

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

$$E.L.U : P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1511,72}{0,25^2} = 924187,52 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$E.L.S : P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1101,04}{0,25^2} = 17616,72 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,10 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$,

Tableau 0.04 : Résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	E.L.U			E.L.S		
						P=P'.S	M _x	M _y	P=P'.S	M _x	M _y
						(kg)	(kg,m)	(kg,m)	(kg)	(kg,m)	(kg,m)
1	0,52	0,55	0,085	0,081	1,320	31927,526	2713,84	2586,13	23254,070	1976,596	1883,580
2	0,29	0,55	0,107	0,088	0,720	17415,014	1863,41	1532,52	12684,038	1357,192	1116,195
3	0,52	0,32	0,098	0,115	0,770	18624,390	1825,19	2141,80	13564,874	1329,358	1559,961
4	0,29	0,32	0,129	0,129	0,420	10158,758	1310,48	1310,48	7399,022	954,474	954,474

➤ **Les moments dus aux charges concentrées :**

• **E.L.U :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 335,723 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 222,2863 \text{ kg.m}$$

• **E.L.S :**

$$M_{x1} = 244,520 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = 161,898 \text{ kg.m}$$

➤ **Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

• **Chargement :**

$$L_x = 2,10 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

- E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2$,
- E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}^2$,

• **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{210}{220} = 0,95$$

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

$$\alpha = 0,95$$

Donc :

- E.L.U : $\begin{cases} M_{x2} = 118,657 \text{ Kg.m} \\ M_{y2} = 105,308 \text{ Kg.m} \end{cases}$

- E.L.S : $\begin{cases} M_{x2} = 85,885 \text{ Kg.m} \\ M_{y2} = 76,223 \text{ Kg.m} \end{cases}$

• **Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2}$$

- E.L.U : $\begin{cases} M_{0x} = 454,379 \text{ Kg.m} \\ M_{0y} = 327,591 \text{ Kg.m} \end{cases}$
- E.L.S : $\begin{cases} M_{0x} = 330,405 \text{ Kg.m} \\ M_{0y} = 238,120 \text{ Kg.m} \end{cases}$

➤ Les moments retenus sont :

• E.L.U :

↳ En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 340,785 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 245,693 \text{ kg.m}$$

↳ Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 227,190 \text{ kg.m}$$

• E.L.S :

↳ En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 247,804 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 178,590 \text{ kg.m}$$

↳ Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 165,202 \text{ kg.m}$$

❖ Calcul du ferrailage de la dalle :

➤ Le ferrailage :

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

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

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

↳ En travée :

• Sens L_x :

- Le moment ultime :

$$M_{tx} = 340,785 \text{ kg.m} = 3407,85 \text{ N.m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3407,85}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,993$

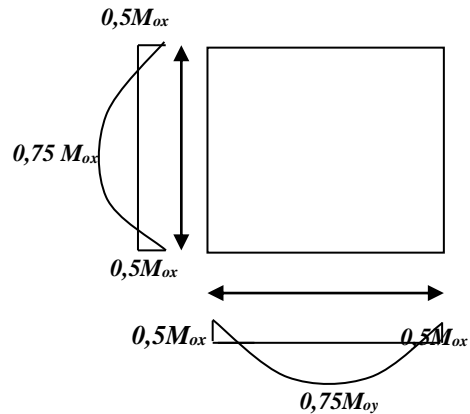


Figure IV.18 : Moments de la dalle.

- La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3407,85}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sens L_y :**

- Le moment ultime :

$$M_{ty} = 245,693 \text{ kg} / \text{m} = 2456,93 \text{ N.m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2456,93}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,001 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,995$

- La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2456,93}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

↳ **Sur appuis :**

- Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 227,190 \text{ kg.m} = 2271,90 \text{ N.m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2271,90}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

- La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2271,90}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Section minimale des armatures :**

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

- **Sens L_y :**

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

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• Sens L_x :

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

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,73 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \text{ min}} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \text{ min}} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ **Choix des aciers :**

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

↪ **En travée :**

• Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

↪ **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Armatures transversal :**

✚ La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

✚ Avec :

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

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

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

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

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

✚ On calcule V_x et V_y :

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

$$V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,10}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} = 4,67 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,10}{3} = 4,59 \text{ kN}$$

✚ On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1511,72 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{1511,75 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

✚ Donc :

$$V_{tot} = V_x + V_v = 4,67 + 20,16 = 24,83 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{tot} = V_y + V_u = 4,59 + 20,16 = 24,75 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u\ tot} = \max(V_{u\ tot\ x} ; V_{u\ tot\ y}) = 24,83 \text{ kN}$$

✚ Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{24,83 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} ;$$

✚ On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

❖ Vérification à l'E.L.S :

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

↪ Suivant L_x :

1. En travée :

$$M_{tx} = 2478,04 N.m ; A_{tX} = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

• Position de l'axe neutre :

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

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,1 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2478,04}{6087,1} \times 3,13 = 1,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,27 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

2. Sur appuis :

$$M_a = 1652,02 N.m ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A_{sc} = 0$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,1 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1652,02}{6087,1} \times 3,13 = 0,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

↳ Suivant L_y :

1. En travée :

$$M_{ty} = 1785,90 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,1 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1785,90}{6087,1} \times 3,13 = 0,92 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,92 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ Disposition du ferrailage :

• Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1,00 = 40 \text{ cm},$$

• Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

• Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 42 \text{ cm}) = 42 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

• Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{210}{10} = 21 \text{ cm}$$

- **Armatures finales :**

1. **Suivant L_x :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

2. **Suivant L_y :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 4T10 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Voile de la cage d'ascenseur :**

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec $5T10 / \text{ml}$ soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

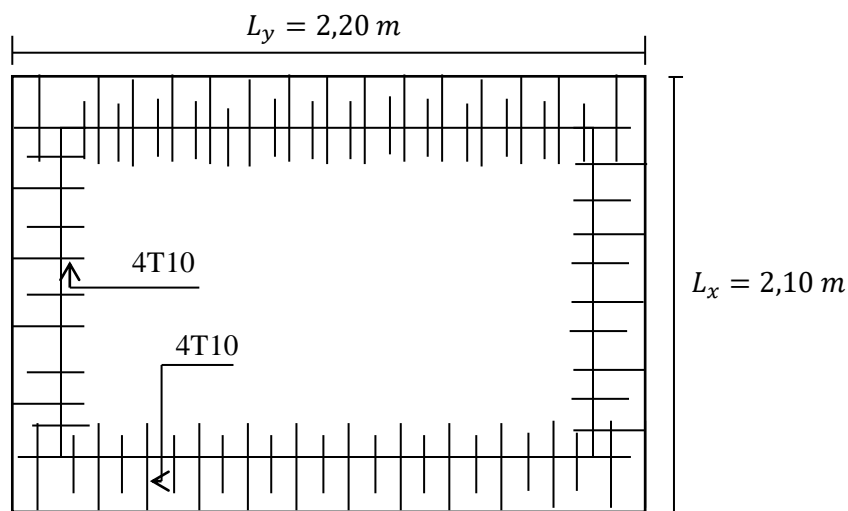


Figure IV .19 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

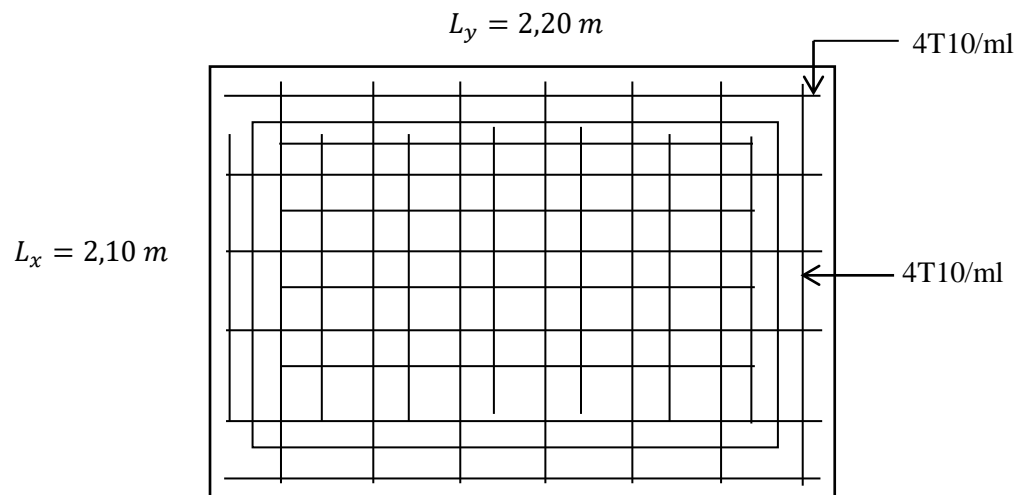


Figure IV.20 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur



CHAPITRE V:

ETUDE SISMIQUE

V.1.- INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de L'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et L'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique **algérien** [R.P.A.99 (version2003)]

V.2- Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale.

❖ Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette, méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement
- W** : Poids total de la structure.

- **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2] :**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a] :

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ; Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

2. Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b] :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I : Tous groupe.
- Zone II a : Groupe d'usage 2.
- Groupe d'usage 3, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone II b et III groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique

(Le calcul se fait par le logiciel «Robot».

❖ Méthode dynamique :

➤ Principe :

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

➤ Modélisation :

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

➤ Présentation du logiciel :

Les réponses de la structure sont déterminées par le logiciel (Robot) celui-ci 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 «**Robot**» 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- Etape de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du **Robot**

- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.
- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

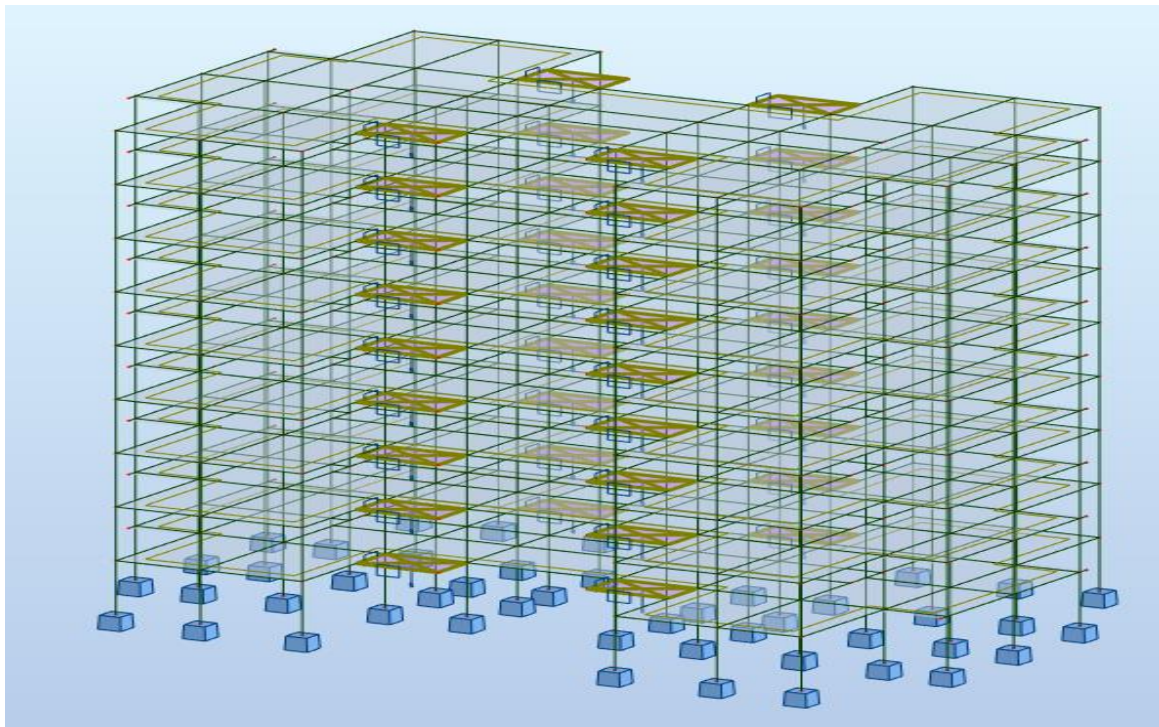
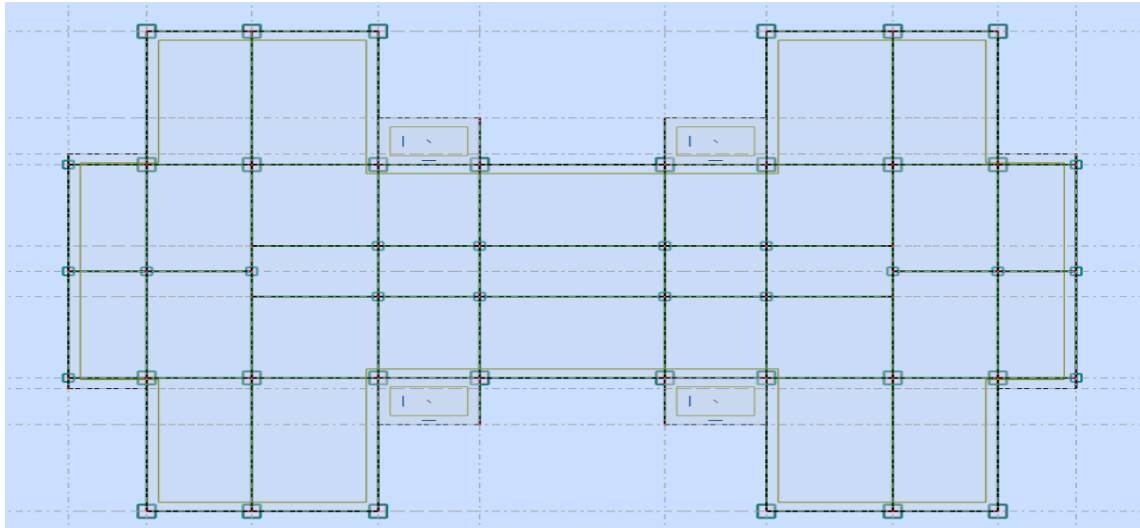
Variante 01 :

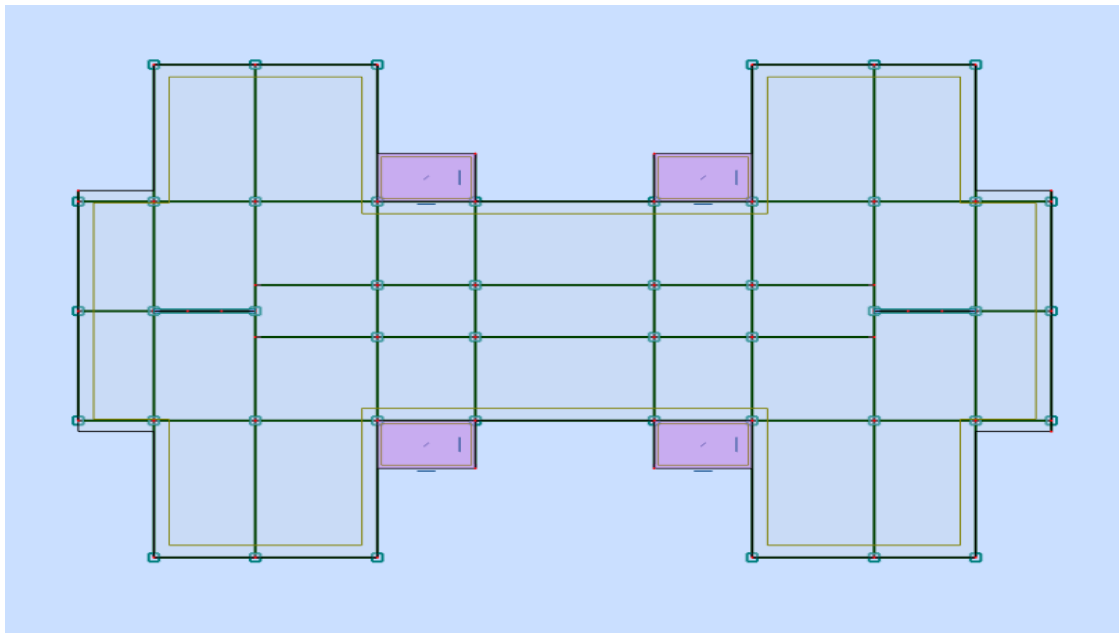
Figure V.01 : la structure variante 01.

Tableau V.01 : Analyse de la structure Mode 01.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	0,78	1,27	76,26	0,00
5/ 2	0,83	1,21	76,26	76,59
5/ 3	0,88	1,14	76,26	76,59
5/ 4	2,33	0,43	87,23	76,59
5/ 5	2,44	0,41	87,23	87,46
5/ 6	2,57	0,39	87,23	87,46
5/ 7	4,09	0,24	91,48	87,46
5/ 8	4,26	0,23	91,48	91,66
5/ 9	4,48	0,22	91,48	91,66
5/ 10	6,02	0,17	93,82	91,66
5/ 11	6,22	0,16	93,82	93,94
5/ 12	6,59	0,15	93,82	93,94
5/ 13	8,22	0,12	95,54	93,94
5/ 14	8,41	0,12	95,54	95,63
5/ 15	8,99	0,11	95,54	95,63
5/ 16	10,68	0,09	96,53	95,63
5/ 17	10,85	0,09	96,53	96,58
5/ 18	11,70	0,09	96,53	96,58
5/ 19	13,14	0,08	97,35	96,58
5/ 20	13,29	0,08	97,35	97,38

$T_{\text{dynamique}}=1.27 > 1.30T_{\text{statique}} \Rightarrow$ **CONDITION NON VERIFIEE**

Variante 02 :



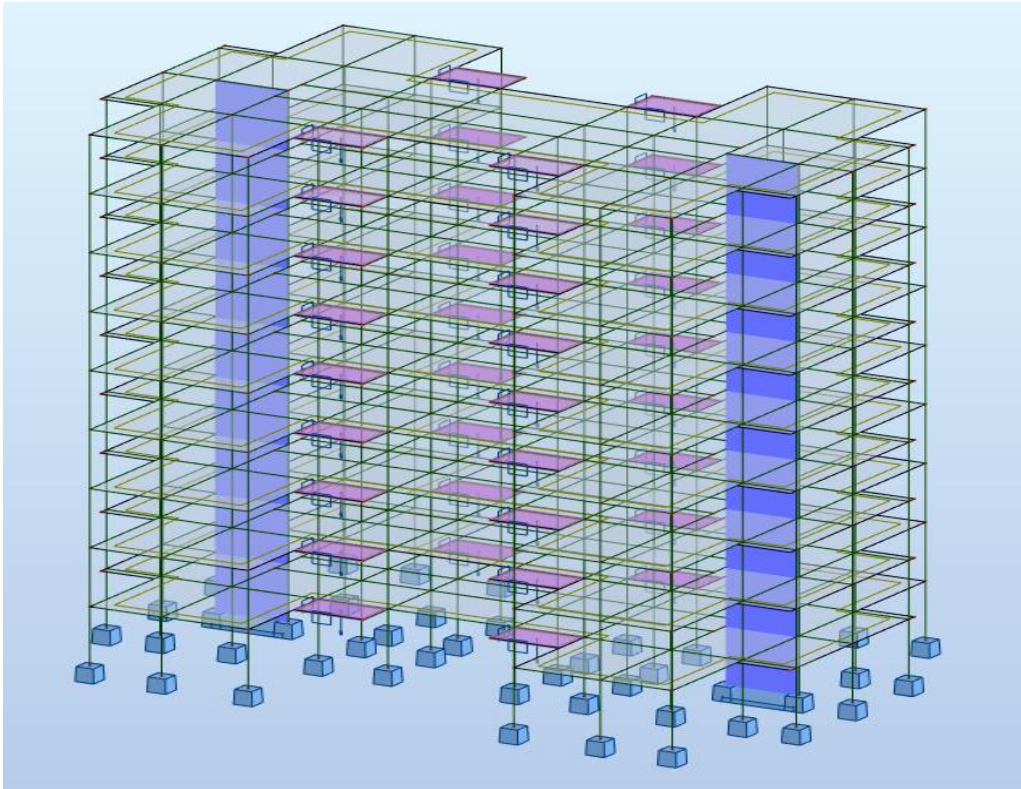


Figure V.02 : la structure variante 02.

Tableau V.02 : Analyse de la structure Mode 01.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	0,83	1,21	0,00	76,41
5/ 2	0,87	1,14	0,00	76,41
5/ 3	1,01	0,99	69,76	76,41
5/ 4	2,44	0,41	69,76	87,32
5/ 5	2,56	0,39	69,76	87,32
5/ 6	3,65	0,27	85,09	87,32
5/ 7	4,26	0,23	85,09	91,53
5/ 8	4,47	0,22	85,09	91,53
5/ 9	6,23	0,16	85,09	93,83
5/ 10	6,59	0,15	85,09	93,83
5/ 11	7,98	0,13	91,53	93,83
5/ 12	8,44	0,12	91,53	95,53
5/ 13	9,01	0,11	91,53	95,53
5/ 14	10,92	0,09	91,53	96,50
5/ 15	11,75	0,09	91,53	96,50
5/ 16	13,38	0,07	91,53	97,30
5/ 17	13,39	0,07	94,83	97,30
5/ 18	14,52	0,07	94,83	97,30
5/ 19	16,46	0,06	94,83	98,11
5/ 20	17,95	0,06	94,83	98,11

$T_{\text{dynamique}}=1.21 > 1.30T_{\text{statique}} \Rightarrow \text{CONDITION NON VERIFIEE}$

Variante 03 :

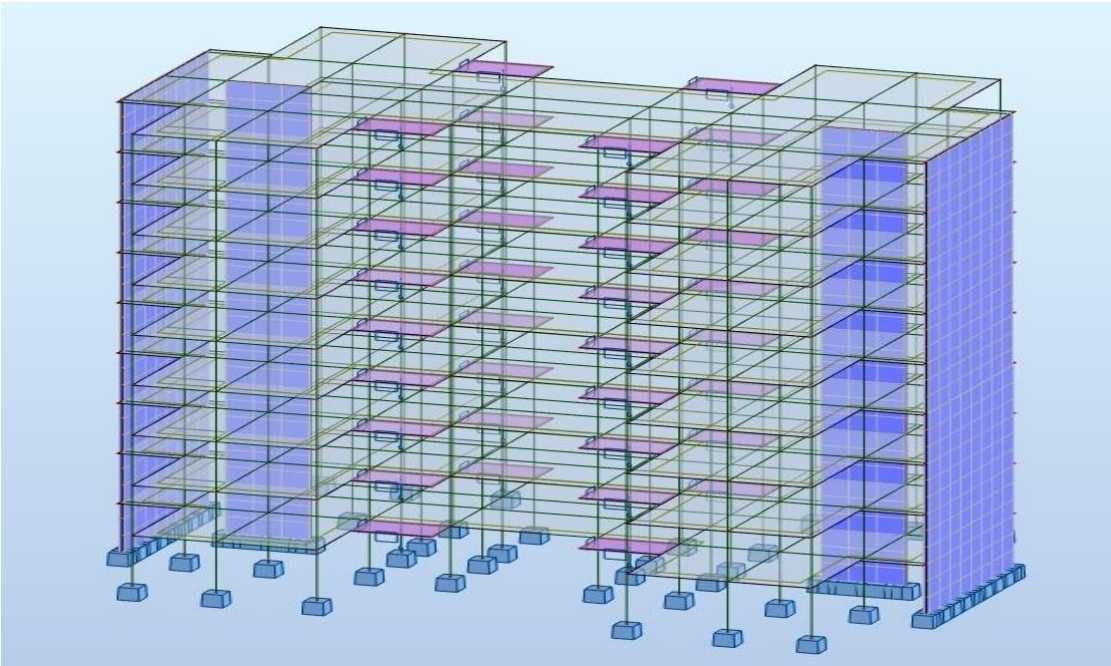
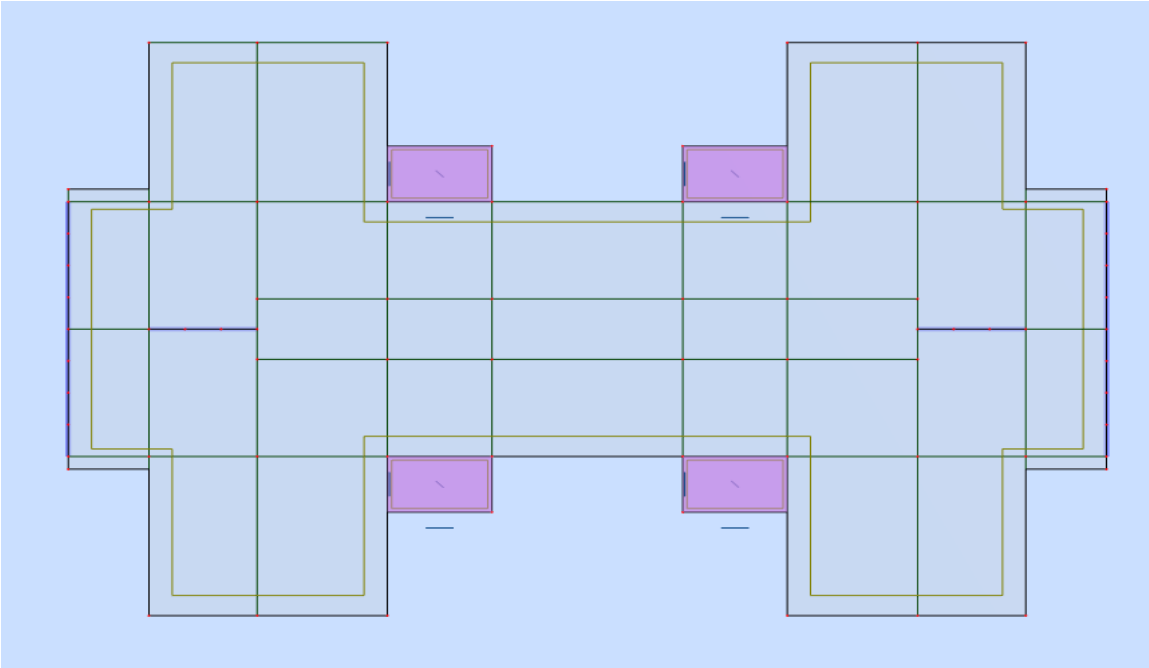


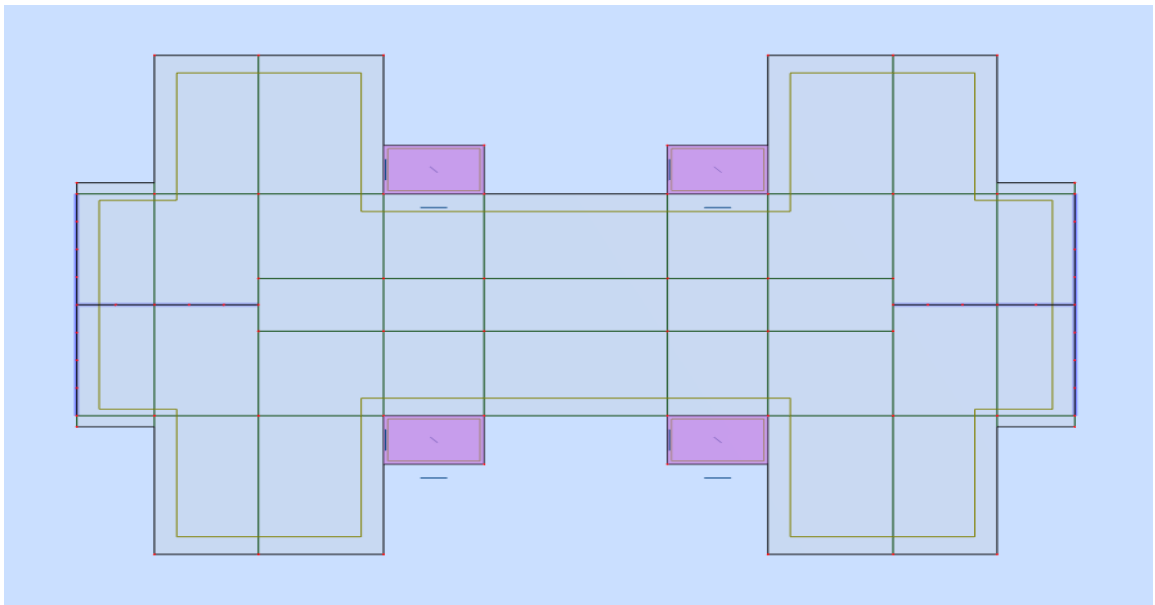
Figure V.03 : la structure variante 03.

Tableau V.03: Analyse de la structure Mode 01.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	1,03	0,97	69,94	0,00
5/ 2	1,87	0,54	69,94	65,81
5/ 3	2,53	0,39	69,94	65,81
5/ 4	3,61	0,28	84,78	65,81
5/ 5	7,78	0,13	91,16	65,81
5/ 6	7,96	0,13	91,16	86,51
5/ 7	10,97	0,09	91,16	86,51
5/ 8	13,03	0,08	94,47	86,51
5/ 9	16,90	0,06	94,47	93,00
5/ 10	18,47	0,05	96,31	93,00
5/ 11	23,17	0,04	96,31	93,00
5/ 12	23,69	0,04	97,24	93,00
5/ 13	25,78	0,04	97,24	95,81
5/ 14	27,43	0,04	97,72	95,81
5/ 15	30,14	0,03	97,72	95,81
5/ 16	30,16	0,03	97,72	95,81
5/ 17	30,16	0,03	97,72	95,81
5/ 18	30,18	0,03	97,72	95,81
5/ 19	30,18	0,03	97,72	95,81
5/ 20	30,18	0,03	97,72	95,81

$T_{\text{dynamique}}=0,97 > 1,30T_{\text{statique}} \Rightarrow$ **CONDITION NON VERIFIEE**

Variante 04 :



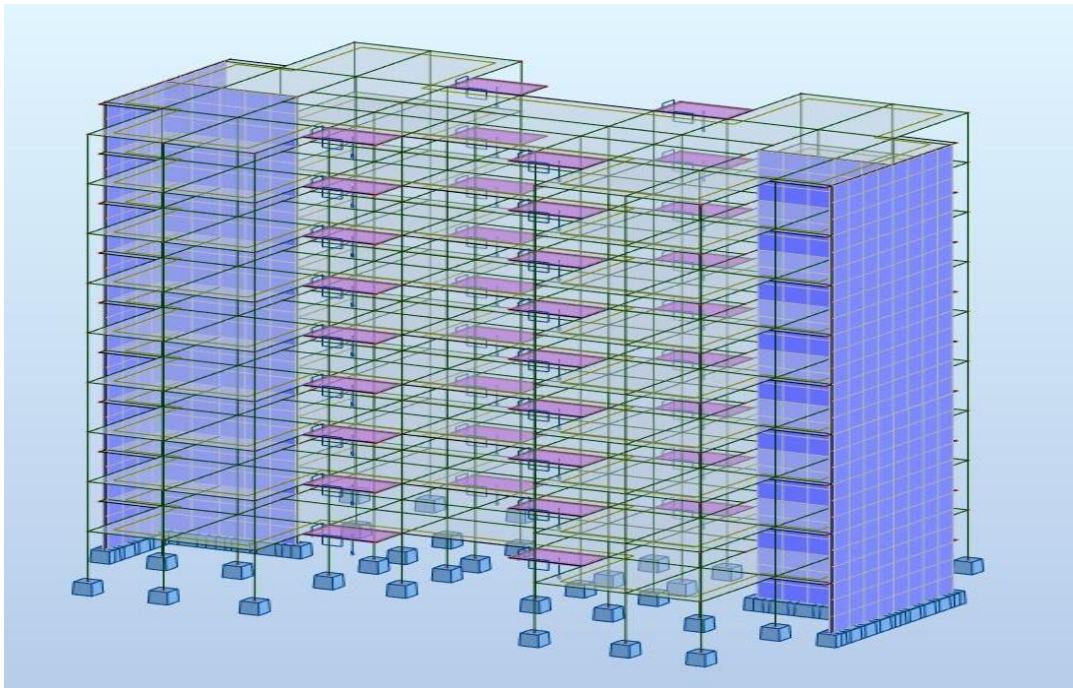


Figure V.04 : la structure variante 04.

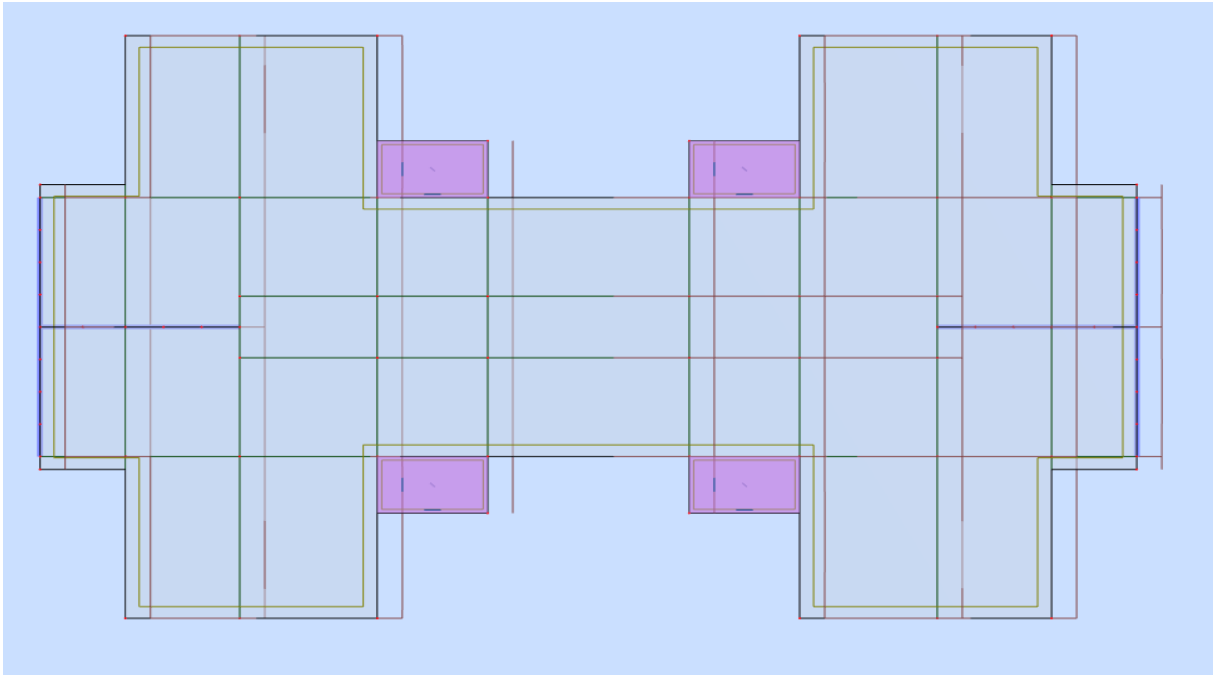
Tableau V.04: Analyse de la structure Mode 01.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	1,62	0,62	66,50	0,00
5/ 2	1,86	0,54	66,50	65,71
5/ 3	2,51	0,40	66,50	65,71
5/ 4	6,56	0,15	86,60	65,71
5/ 5	7,91	0,13	86,60	86,42
5/ 6	10,85	0,09	86,60	86,42
5/ 7	13,71	0,07	92,81	86,42
5/ 8	16,79	0,06	92,81	92,92
5/ 9	20,99	0,05	95,57	92,92
5/ 10	22,90	0,04	95,57	92,92
5/ 11	25,61	0,04	95,57	95,73
5/ 12	26,81	0,04	96,69	95,73
5/ 13	30,08	0,03	96,69	95,73
5/ 14	30,14	0,03	96,69	95,73
5/ 15	30,16	0,03	96,69	95,73
5/ 16	30,17	0,03	96,69	95,73
5/ 17	30,17	0,03	96,69	95,73
5/ 18	30,18	0,03	96,69	95,73
5/ 19	30,18	0,03	96,69	95,73
5/ 20	30,18	0,03	96,69	95,73

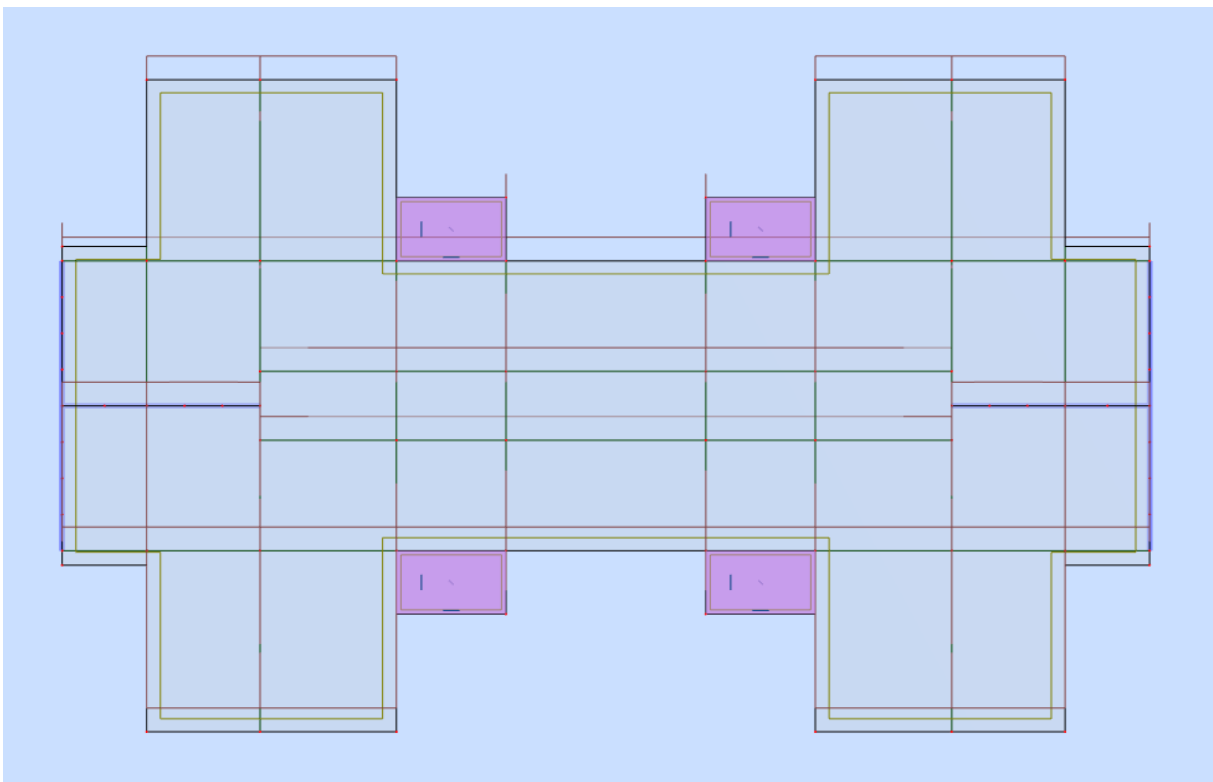
$T_{\text{dynamique}}=0,62 < 1,30T_{\text{statique}} \Rightarrow \text{CONDITION VERIFIEE}$

✚ Et on a une translation dans les deux premiers modes.

Mode 01 :



Mode 02 :



❖ Détermination des charges :

Pour notre cas, on a trois types :

➤ Charge permanente G:

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

➤ Charges d'exploitation Q:

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

➤ Les forces sismiques E :

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

❖ Détermination des combinaisons de charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$

❖ Vérification des erreurs :

Lancement de l'analyse
Interprétation des résultats

❖ Détermination du spectre de réponse :

Zone :	I
Usage :	tous groupes
Assise :	S3
Coefficient de qualité :	1.30
Coefficient de comportement :	5.000
Amortissement :	7.00 %

V.4- interprétation des résultats :

❖ Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

➤ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la (**formule 4.1 des RPA99/Version 2003**) :

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

✚ Avec :

-**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (**tableau (4.1) de RPA99/Version 2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Groupe	Zone			
	I	Ia	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

Tableau V.05 : Coefficient d'accélération de zone.

✚ Dans notre cas on a :

- Zone(1) D'après la classification sismique de wilaya de **Tiaret (RPA 99)**
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.10**

-

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 s \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.06 : Périodes associées à la catégorie de site.

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l’importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.07 : Pourcentage d’amortissement critique.

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale « **T** » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4} \dots \dots \dots (I)$$

- **h_N** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu’au dernier niveau (N)... **h_N** = 30,54 m
- **C_t** : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le(**tableau 4.6 du RPA 2003**).

Si on est dans le cas n° 3 ou 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (II)$$

- **D** : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs donnée respectivement par **I** et **II**.

On a un sol meuble ⇒ site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t h_N^{3/4} = 0,05 \times 30,54^{3/4} = 0,649 \text{ sec} \\ 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0,09 \frac{30,54}{\sqrt{28,60}} = 0,51 \text{ sec} \\ 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0,09 \frac{30,54}{\sqrt{18,50}} = 0,639 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 ; \xi = 10\%=10$$

$$T_2 \leq T \leq 3 s \Rightarrow \begin{cases} Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{Tx}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,51}{0,649}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,615 \\ Dx = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{Ty}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,639}{0,649}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,879 \end{cases}$$

-R : coefficient de comportement global de la structure,

Sa valeur unique est Donnée par (le tableau (4.3) de RPA99/Version 2003) en fonction du système de Contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4 du R.P.A99/2003).

Dans le cas où le système de contreventement est constitué de voiles et de portiques, les voiles reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
3/ 3 (C)	23,20	-0,00	651,40	0,00	8,67	-0,00
5/ 3 (C)	-57,05	-0,00	473,70	0,00	30,24	0,00
15/ 3 (C)	57,05	-0,00	473,70	0,00	-30,24	0,00
17/ 3 (C)	-23,20	-0,00	651,40	0,00	-8,67	0,00
85/ 3 (C)	-1,50	55,85	404,60	25,75	-1,34	-0,04
87/ 3 (C)	-1,50	-55,85	404,60	-25,75	-1,34	0,04
89/ 3 (C)	1,50	-55,85	404,60	-25,75	1,34	-0,04
91/ 3 (C)	1,50	55,85	404,60	25,75	1,34	0,04
671/ 3 (C)	20,38	-0,00	454,34	0,00	2,12	0,00
672/ 3 (C)	-0,42	-0,00	445,19	0,00	1,36	0,00
687/ 3 (C)	-20,38	-0,00	454,34	0,00	-2,12	-0,00
688/ 3 (C)	0,42	-0,00	445,19	0,00	-1,36	-0,00
933/ 3 (C)	1,38	-9,50	403,74	-0,15	0,96	0,04
934/ 3 (C)	0,20	-18,11	395,96	0,37	0,48	-0,00
935/ 3 (C)	0,41	-31,96	391,59	1,25	0,58	-0,01
1115/ 3 (C)	0,41	31,96	391,59	-1,25	0,58	0,01
1116/ 3 (C)	0,20	18,11	395,96	-0,37	0,48	0,00
1293/ 3 (C)	-1,38	-9,50	403,74	-0,15	-0,96	-0,04
1294/ 3 (C)	-0,20	-18,11	395,96	0,37	-0,48	0,00
1295/ 3 (C)	-0,41	-31,96	391,59	1,25	-0,58	0,01
1475/ 3 (C)	-0,41	31,96	391,59	-1,25	-0,58	-0,01
1476/ 3 (C)	-0,20	18,11	395,96	-0,37	-0,48	-0,00
1765/ 3 (C)	43,48	-0,00	457,43	0,00	-0,21	-0,00
Cas 3 (C)	ELU					
Somme totale	43,48	-19,00	10082,78	-0,30	-0,21	0,00
Somme réactions	0,00	0,00	51152,48	460372,35	-723807,63	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-51152,48	-460372,35	723807,63	0,0
Vérification	0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	0,00
Précision	4,70115e-06	3,37585e-29				

Tableau V.08 : Les sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles.

Les sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles est de 10082.78 KN, ce qui représente à 19% de celles de la structure entière est de 51152.48 kN.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**.

-Q : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation

Et de la qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

- P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.09 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,30$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,30$$

- W : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

- W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau V.10 : Coefficient de pondération.

✚ Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel Robot :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1,62	0,62	66,50	0,00	0,0	66,50	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 2	1,86	0,54	66,50	65,71	0,0	0,00	65,71	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 3	2,51	0,40	66,50	65,71	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 4	6,56	0,15	86,60	65,71	0,0	20,10	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 5	7,91	0,13	86,60	86,42	0,0	0,00	20,72	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 6	10,85	0,09	86,60	86,42	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 7	13,71	0,07	92,81	86,42	0,0	6,21	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 8	16,79	0,06	92,81	92,92	0,0	0,00	6,50	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 9	20,99	0,05	95,57	92,92	0,0	2,77	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 10	22,90	0,04	95,57	92,92	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 11	25,61	0,04	95,57	95,73	0,0	0,00	2,81	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 12	26,81	0,04	96,69	95,73	0,0	1,11	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 13	30,08	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 14	30,14	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 15	30,16	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 16	30,17	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 17	30,17	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 18	30,18	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 19	30,18	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99
5/ 20	30,18	0,03	96,69	95,73	0,0	0,00	0,00	0,0	3375316,99	3375316,99

Tableau V.11 : Vérification des forces sismiques à la base.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 33753,17 \text{ kn}$$

❖ Calcul de l'effort :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,10 \times 1,615 \times 1,30}{5} \times 3375,317 = 1417,29 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,10 \times 1,879 \times 1,30}{5} \times 3375,317 = 1648,97 \text{ kn}$$

✚ Après l'interprétation des résultats du fichier **Robot**, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	7 - VX	
Mode CQC		
Somme totale	1573,46	457,88
Somme réactions	1567,95	0,14
Somme efforts	1567,94	0,10
Vérification	3135,89	0,24
Précision	9,17981e-02	5,60376e+00
Cas	8 - VY	
Mode CQC		
Somme totale	23,16	1645,52
Somme réactions	0,17	1629,56
Somme efforts	0,10	1629,58
Vérification	0,27	3259,14
Précision	9,17981e-02	5,60376e+00

Tableau V.12 : Valeurs de Vdx et Vdy.

➤ Sens longitudinale :

$$V_{dx} = 1573.46 \text{ kN} > 80\%V_{STAT} = 1523.48 \text{ kN} \Rightarrow \text{CONDITION VERIFIEE}$$

➤ Sens transversal :

$$V_{dy} = 1645.52 \text{ kN} > 80\%V_{STAT} = 1523.48 \text{ kN} \Rightarrow \text{CONDITION VERIFIEE}$$

- Vérification Article 4.3.4 RPA 99 V 2003(% de participation massique pour k=20)

Le nombre de modes de vibration à retenir doit 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 valeurs données par le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	1,62	0,62	66,50	0,00
5/ 2	1,86	0,54	66,50	65,71
5/ 3	2,51	0,40	66,50	65,71
5/ 4	6,56	0,15	86,60	65,71
5/ 5	7,91	0,13	86,60	86,42
5/ 6	10,85	0,09	86,60	86,42
5/ 7	13,71	0,07	92,81	86,42
5/ 8	16,79	0,06	92,81	92,92
5/ 9	20,99	0,05	95,57	92,92
5/ 10	22,90	0,04	95,57	92,92
5/ 11	25,61	0,04	95,57	95,73
5/ 12	26,81	0,04	96,69	95,73
5/ 13	30,08	0,03	96,69	95,73
5/ 14	30,14	0,03	96,69	95,73
5/ 15	30,16	0,03	96,69	95,73
5/ 16	30,17	0,03	96,69	95,73
5/ 17	30,17	0,03	96,69	95,73
5/ 18	30,18	0,03	96,69	95,73
5/ 19	30,18	0,03	96,69	95,73
5/ 20	30,18	0,03	96,69	95,73

Tableau V.13 : les masses modales.

a- sens longitudinale :

$\sum \alpha_x = 96,69\% \geq 90\%$condition vérifiée

b- sens transversale

$\sum \alpha_y = 95,73\% \geq 90\%$condition vérifiée

• **Vérification Article 7.4.3.1 RPA 99 V 2003 (effort normal réduit) :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc * fc28} \leq 0.30$$

v : Effort normal réduit

Nd : Effort normal s'exerçant sur une section en (N)

Bc : Section du poteau en (mm²)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1524,63	9,63	80,16	23,74	25,34	16,32
Barre	20	658	1092	1056	691	1049
Noeud	39	288	495	477	329	516
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)
Mode						
MIN	-22,12	-9,63	-80,16	-23,74	-72,91	-16,32
Barre	1101	673	1117	1073	1073	1026
Noeud	476	303	506	482	482	493
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)
Mode						

Tableau V.14 : Efforts normales réduits.

$N_d = 1524630\text{N}$

$B_c = 500 \times 500 = 250000\text{mm}^2$

$f_{c28} = 25\text{Mpa}$

$\nu = 0.24 < 0.30 \Rightarrow \text{CONDITION VERIFIEE}$

- **Vérification Article 5.10 RPA 99 V 2003** (déplacement inter-étages) :

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \quad \text{avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement ; $R = 5$
- **δ_{ek}** : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- **$\overline{\delta}_k$** : Déplacement admissible (égale à $1\%h_e$)

$h_e = 306\text{cm} \Rightarrow 1\%h_e = 3.06\text{cm}$

Δ_k : dans le sens x-x :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
7/ 1	0,2	0,0	0,2	0,0
7/ 2	0,5	0,0	0,3	-0,0
7/ 3	0,9	0,0	0,4	-0,0
7/ 4	1,4	0,0	0,5	-0,0
7/ 5	1,9	0,0	0,6	0,0
7/ 6	2,5	0,0	0,6	-0,0
7/ 7	3,1	0,0	0,6	-0,0
7/ 8	3,7	0,0	0,6	-0,0
7/ 9	4,3	0,0	0,6	0,0

Δ_k dans le sens y-y :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,0	0,1	0,0	0,1
8/ 2	0,0	0,4	0,0	0,2
8/ 3	0,0	0,7	-0,0	0,3
8/ 4	0,0	1,1	0,0	0,4
8/ 5	0,0	1,6	-0,0	0,5
8/ 6	0,0	2,1	0,0	0,5
8/ 7	0,0	2,6	0,0	0,5
8/ 8	0,0	3,1	0,0	0,5
8/ 9	0,0	3,6	0,0	0,5

Tableau V.15 : Déplacement inter étages.

Le déplacement max dans les deux est égale à 0.6cm x R=3cm < 1%he=3.06cm.

=>CONDITION VERIFIE

• **Vérification Article 5.9 RPA 99 V 2003(effet P-Δ) :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	P [kN]	P _K [kN]	Δk_x [cm]	Δk_y [cm]	V _X [kN]	V _Y [kN]	h _k [cm]	θ_x	θ_y
8	3987.16	3987.16	0.60	0.50	392.36	432.55	306	0.019	0.015
7	3539.15	7526.31	0.60	0.50	652.08	716.71	306	0.022	0.017
6	3539.15	11065.46	0.60	0.50	856.28	937.12	306	0.025	0.019
5	3619.52	14684.98	0.60	0.50	1024.96	1117.65	306	0.028	0.021
4	3619.52	18304.50	0.60	0.50	1163.88	1266.83	306	0.030	0.023
3	3811.26	22115.76	0.50	0.40	1277.79	1391.09	306	0.028	0.020
2	3811.26	25927.02	0.40	0.30	1368.63	1490.37	306	0.024	0.017
1	3913.06	29840.08	0.30	0.20	1436.79	1566.32	306	0.020	0.012
RDC	3913.06	33753.14	0.20	0.10	1476.19	1607.99	306	0.014	0.003

=>CONDITION VERIFIEE

Tableau V.15 : Effet P- Δ .



CHAPITRE VI:

**ETUDE DES
PORTIQUES**

VI.1-Introduction :

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (Permanent, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables aux quelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel de ROBOT, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments.

VI.2- 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.

$$\begin{aligned}
 - \text{ Poutres : } & \begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases} \\
 - \text{ Poteaux : } & \begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.3-Ferrailage des portiques:**VI .3.1-Les poutres :****❖ 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^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ 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 ($\gamma_s ; \gamma_b$).

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

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

❖ 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 : $\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante ;} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement ;} \end{cases}$
- 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.

❖ Exemple de calcul :

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

↳ **poutre principale (30x40) cm² :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections A_{\min} et A_{\max} des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

↳ **poutre secondaire (30x40) cm² :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 30 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 40 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

↳ **poutre secondaire (30x30) cm² :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,5 \times 30 \times 30 / 100 = 4,50 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 30 \times 30 / 100 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 30 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage d'une poutre :**

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

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h = 40 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$
- 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

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 42,27 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 31,78 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = \frac{42,27}{31,78} = 1,33 > 1,15 \quad \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

- **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,27 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,007 \rightarrow \beta = 0,96 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

- **La section d'acier :**

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

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,27 \times 10^3}{0,96 \times 36 \times 348} = 3,52 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 2T12+1T14 (A = 3,8cm²)

- **Sur appuis :**

$$\begin{cases} M_{sp1} = 87,73 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 88,89 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = \frac{87,73}{88,89} = 0,99 < 1,15 \quad \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

- **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{88,89 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,124 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,124 \rightarrow \beta = 0,934 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

- **La section d'acier :**

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

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{88,89 \times 10^3}{0,934 \times 36 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12+3T12 (A = 6,78cm²)

Poutres	Niveau	Section (cm ²)	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{adp} (cm ²)	T _{max} (kN)
							BAEL	RPA99/2003		
			M _{sp1}	M _{sp2}						
Poutre principal (30× 40)	RDC et Etages courants	En travée	42,27	31,78	42,27	3,52	1,30	6	2T12 Filante +1T14Chapeau =3,8	94,99
		Sur appuis	-87,73	- 88,89	88,89	6,61			3T12 Filante+ 3T12Chapeau =6,78	
	Terrasse	En travée	59,71	45,7	59,71	5,06			3T14Filante + 2T12 Chapeau = 6,88	95,96
		Sur appuis	87,2	84,21	87,2	7,62			5T14 Filante +2T12 Chapeau = 9,96	
Poutre secondaire (30× 40)	RDC et Etages courants	En travée	6,62	11,22	11,22	0,79	1,30	6	3T12 = 3,39	10,33
		Sur appuis	9,75	23,48	23,48	1,66			2T12 Filantes +1T12Chapeau= 3,39	
	Terrasse	En travée	7,5	6,66	7,5	0,52			3T112 = 3,39	10,33
		Sur appuis	10,29	13,99	13,99	0,98			2T12 Filantes +1T12Chapeau= 3,39	
Poutre secondaire (30× 30)	RDC et Etages courants	En travée	21,99	35,47	35,47	3,44	0,98	4,50	2T14Filantes+ 1T12 Chapeau = 4,21	24,83
		Sur appuis	25,41	37,88	37,88	3,69			2T14Filantes+ 1T12 Chapeau = 4,21	
	Terrasse	En tarvée	13,9	23,68	23,68	2,26			2T14Filantes+ 1T12 Chapeau = 4,21	22,82
		Sur appuis	18,74	27,33	27,33	2,62			2T14Filantes+ 1T12 Chapeau = 4,21	

Tableau VI.01 : Ferrailage des poutres.

❖ Vérification du ferrailage de la poutre :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

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

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

• Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{94,99 \times 10}{30 \times 36} = 0,88 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

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

• Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{11,42 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

• L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{10 ; 30 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,44 ; 0,4\} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,44 \times 30}{235} = 0,056 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,88 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,048 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,056 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 94,99 \text{ KN} ; M_{ap} = 88,89 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{88,89}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 274,35 \text{ KNt} > 10,58 \text{ t}$$

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

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 94,99 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,048$$

$$= 4,8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 4,8 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

• **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 cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 94,99kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,768 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{94,99 \times 10^3}{32,4 \times 3,768 \times 6 \times 10^2} = 1,29 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

- 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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

- Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° :

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r); L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 23,8 \text{ cm} \\ L_1 = 15,22 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 22,6 \text{ cm} \\ L_1 = 13,45 \text{ cm} \end{cases}$$

- 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 E.L.S :

-Sur Appuis :

$$M_{ser} = 63,7 \text{ KN.m}; A = 6,78 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 101,7y - 3661,2 = 0$$

$$y = 11,66 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,66^3}{3} + (15 \times 6,78 \times (36 - 11,66)^2) = 79447,6 \text{ cm}^4$$

• Détermination des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{63,7 \times 10^3}{79447,6} \times 11,66 = 9,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres	Niveau	Section (cm ²)	Moments E.L.S (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	Vérification des contraintes				Observations	Φ'_t (mm)	S_t (Zone nodale)	S_t (Zone courante)
						σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$				
Poutre principal (30× 40)	RDC et Etages courants	En travée	30,62	9,19	50101,4	5,61	15	/	348	Vérifiée	8	10	15
		Sur appuis	63,7	11,66	79447,6	9,35	15	/	348	Vérifiée	8	10	15
	Terrasse	En travée	43,64	10,92	83466	5,71	15	196,69	202	Vérifiée	8	10	15
		Sur appuis	62,12	12,96	109360,6	7,36	15	196,34	202	Vérifiée	8	10	15
Poutre secondaire (30× 40)	RDC et Etages courants	En travée	4,89	8,97	45206,8	0,97	15	/	348	Vérifiée	8	10	15
		Sur appuis	7,18	8,74	45605,8	1,38	15	/	348	Vérifiée	8	10	15
	Terrasse	En travée	5,54	8,97	45206,8	1,1	15	94,69	202	Vérifiée	8	10	15
		Sur appuis	7,6	8,74	45605,8	1,46	15	68,15	202	Vérifiée	8	10	15
Poutre secondaire (30× 30)	RDC et Etages courants	En travée	15,97	8,03	29071,9	4,41	15	/	348	Vérifiée	8	10	15
		Sur appuis	18,48	7,79	29480,1	4,88	15	/	348	Vérifiée	8	10	15
	Terrasse	En travée	10,09	8,03	29071,9	2,79	15	180,30	202	Vérifiée	8	10	15
		Sur appuis	13,64	7,79	29480,1	3,6	15	133,32	202	Vérifiée	8	10	15

Tableau VI.02 : Vérification des contraintes à E.L.S des poutres.

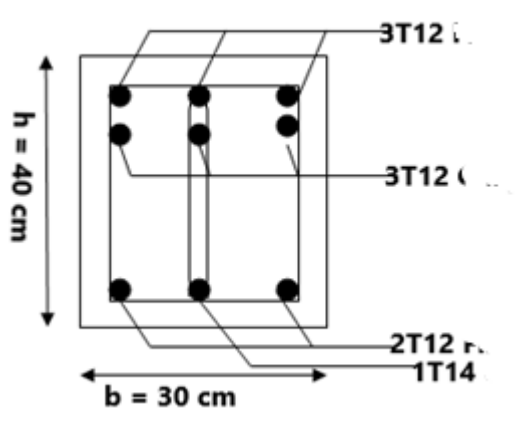
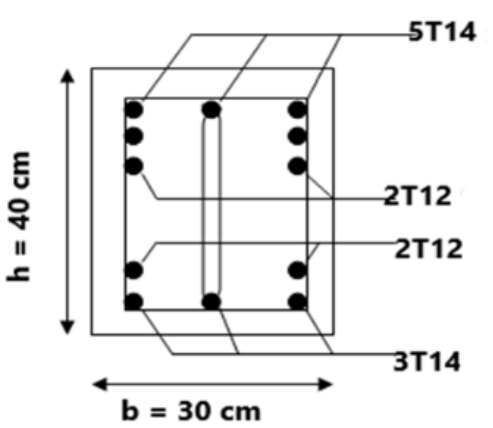
<i>Niveaux</i>	<i>Sur Appuis</i>	<i>En Travée</i>
<i>RDC et Etage courant</i>	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a beam on supports (RDC and Etage courant). The beam has a height $h = 40 \text{ cm}$ and a width $b = 30 \text{ cm}$. The reinforcement consists of 3T12 bars at the top and 2T12 bars at the bottom. A 1T14 bar is also shown at the bottom.</p>	
<i>Terrasse</i>	 <p>Diagram showing the reinforcement layout for a beam on supports (Terrasse). The beam has a height $h = 40 \text{ cm}$ and a width $b = 30 \text{ cm}$. The reinforcement consists of 5T14 bars at the top and 2T12 bars at the bottom. A 3T14 bar is also shown at the bottom.</p>	

Figure VI.01 : Ferrailage des poutres principales ($40 \times 30 \text{ cm}^2$).

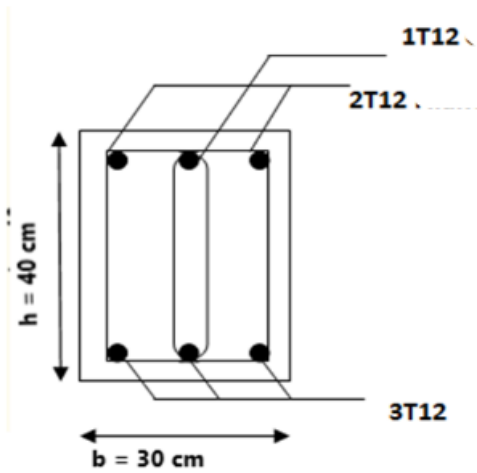
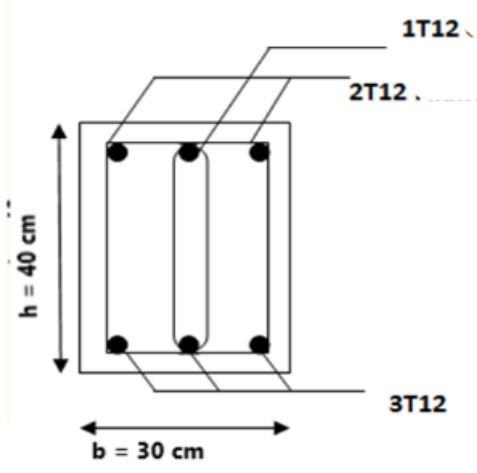
<i>Niveaux</i>	<i>Sur Appuis</i>	<i>En Travée</i>
<i>RDC et Etage courant</i>		
<i>Terrasse</i>		

Figure VI.02 : Ferrailage des poutres secondaires (40× 30) cm² .

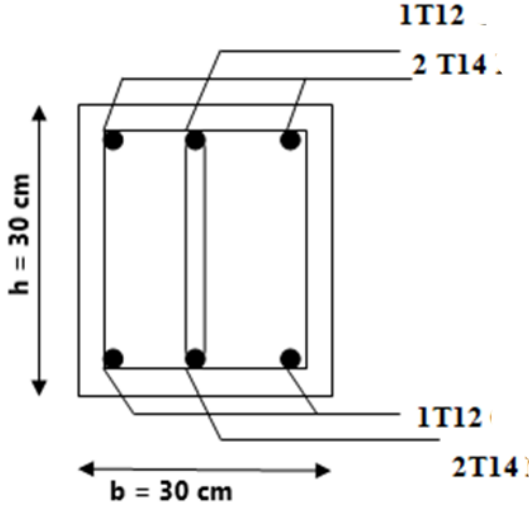
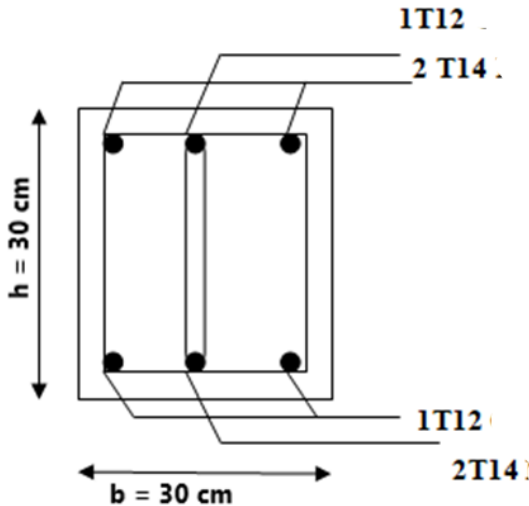
Niveaux	Sur Appuis	En Travée
<p><i>RDC et Etage courant</i></p>		
<p><i>Terrasse</i></p>		

Figure VI.03 : Ferrailage des poutres secondaires (30×30) cm² .

VI .3.2-Les poteaux :

❖ **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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s ; \gamma_b$:

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

❖ **Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I) $\begin{cases} 40 \varnothing \text{ (zone I et zone II)} \\ 50 \varnothing \text{ (zone III)} \end{cases}$

La 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 seront mis dans un tableau

Le tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99(version2003)

Poteaux	$A_{\min}=0,7 \% \times S$	$A_{\max 1}=4\% \times S$	$A_{\max 2}=6\% \times S$
Type 01 :(50×50) cm ²	17,50	100	150
Type 02 :(45×45) cm ²	14,17	81	121,5
Type 03 :(40×40) cm ²	11,2	64	96
Type04 :(35×35) cm ²	8,57	49	73,5
Type 05 :(30×30) cm ²	8,1	36	54

Tableau VI.03 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

❖ Les sollicitations défavorables :

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 3
Combinaison		(50×50) cm ²	(45×45) cm ²	(40×40) cm ²	(35×35) cm ²	(30×30) cm ²
A	N _{max}	1556,11	1193,48	841,02	501,89	175,9
	M _{cor}	7,48	3,83	3,19	2,71	2,12
	T _{max}	3,67	2,31	2,16	1,83	10,51
B	N _{min}	533,4	390,13	250,88	117,05	52,96
	M _{cor}	21,44	22,19	22,55	19,61	25,72
	T _{max}	14,01	22,18	2,14	12,8	10,51
C	M _{max}	40,24	40,85	41,24	36,18	45,63
	N _{cor}	847,29	620,92	406,51	202,68	103,05
	T _{max}	26,26	25,77	25,98	23,51	25,6

Tableau VI.04 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 3
Combinaison		(50×50) cm ²	(45×45) cm ²	(40×40) cm ²	(35×35) cm ²	(30×30) cm ²
A	N _{max}	1154,15	886,87	625,14	372,46	136,71
	M _{cor}	16,53	14,4	13,42	12,05	25,82
B	N _{max}	338,47	245,87	159,33	76,05	35,43
	M _{cor}	18,18	23,22	25,91	22,81	26,75
C	M _{max}	36,28	35,81	38,1	33,33	39,83
	N _{cor}	654,82	481,19	313,88	154,75	77,54

Tableau VI.05 : Sollicitations du deuxième genre.

❖ **Méthode de calcul :**

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

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

2. 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 ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

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

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

$$\begin{cases} A_{min} = 0,7\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

❖ **Exemple de calcul :**↪ **Poteau Type 01 : (50X50) cm² :**

Données :

- $c = h/10 = 5$ cm
- Largeur du poteau $b = 50$ cm.
- hauteur de la section $h_t = 50$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 45$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

➤ **Combinaison du 1^{ère} genre :**

↳ **Combinaison « A » :**

$$N_{max} = 1556,11 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 7,48 \text{ KN.m}$$

• **Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7,48}{1556,11} = 0,0048$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1556,11 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0048 \right) = 318,702 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 1556,11 \text{ KN} < 2875,5 \text{ KN.m} & \text{condition verifée} \\ Mu = 318,702 \text{ KN.m} < 524,95 \text{ KN.m} & \text{condition verifée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

↳ **Combinaison « B » :**

$$N_{min} = 533,4 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 21,44 \text{ KN.m}$$

• **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.0402 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 533,4 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0402 \right) = 128,12 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 533,4 \text{ KN} < 2875,5 \text{ KN} & \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 128,12 \text{ KN.m} < 219,62 \text{ KN.m} & \text{condition verifée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

↳ **Combinaison « C » :**

$$M_{max} = 40,24 \text{ KN.m} \quad N_{corresp} = 847,29 \text{ KN}$$

• **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.0475 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 847.29 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.0475 \right) = 209.698 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 847.29 \text{ KN} < 2875,5 \text{ KN} \\ Mu = 209,698 \text{ KN.m} < 329,31 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{condition veriffee} \end{array}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

➤ **Combinaison du 2^{ème} genre :**

↳ **Combinaison « A » :**

$$N_{max} = 1154,15 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 16,53 \text{ KN.m}$$

• **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.0143 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1154,15 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.0143 \right) = 247.36 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 1154,15 \text{ KN} < 2875,5 \text{ KN} \\ Mu = 247,36 \text{ KN.m} < 422,93 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{condition veriffee} \end{array}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

↳ **Combinaison « B » :**

$$N_{min} = 338,47 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 18,18 \text{ KN.m}$$

- **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.0537 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 338,47 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.0537 \right) = 85,874 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 338,47 \text{ KN} < 2875,5 \text{ KN} \\ Mu = 85,874 \text{ KN.m} < 144,02 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{condition veriffee} \end{array}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$N_{corresp} = 1873.6 \text{ KN} \quad M_{max} = 68.59 \text{ KN.m}$$

↳ **Combinaison « C » :**

$$M_{max} = 36,28 \text{ KN.m} \quad N_{corresp} = 654,82 \text{ KN}$$

- **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 0.0554 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 654,82 \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0.0554 \right) = 167,244 \text{ KN.m}$$

- **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 654,82 \text{ KN} < 2875,5 \text{ KN} \\ Mu = 167,244 \text{ KN.m} < 263,63 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{condition vvvveriffee} \end{array}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

↳ Section adoptée :

$$A_{min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17,5 \text{ cm}$$

$$A_{adopté} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, , A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 17,5) = 17,5 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T20+4T14 = 18,73 cm²

Niveaux	combis	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²) BAEL	A _{min} (cm ²) RPA 99/2003	A _{adoptée}
		N _u (kN)	M _u (kN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (kN)	M _{ACC} (kN.m)	A _{cal} (cm ²)			
50×50	A	1556,11	7,48	0	1154,15	16,53	0	2,72	17,5	4T20+4T14 18,73
	B	533,4	21,44	0	338,47	18,18	0			
	C	847,29	40,24	0	654,82	36,28	0			
45×45	A	1193,48	3,83	0	886,87	14,4	0	2,20	14,18	4T14+4T16 = 14,20
	B	390,13	22,19	0	245,87	23,22	0			
	C	620,92	40,85	0	481,19	35,81	0			
40×40	A	841,02	3,19	0	625,14	13,42	0	1,74	11,20	8T14 12,32
	B	250,88	22,55	0	159,33	25,91	0			
	C	406,51	41,24	0	313,88	38,1	0			
35×35	A	501,89	2,71	0	372,46	12,05	0	1,33	8,58	8T12 = 9,05
	B	117,05	19,61	0,05	76,05	22,81	0,98			
	C	202,68	36,18	0,51	154,75	33,33	0,89			
30×30	A	175,9	2,12	0	136,71	25,82	0,92	0,98	6,30	4T14+4T12= 10,68
	B	52,96	25,72	2,09	35,43	26,75	2,47			
	C	103,05	45,63	3,94	77,54	39,83	3,5			

Tableau VI.06 : Ferrailage des poteaux.

➤ **Vérifications :**

• **Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{26,26 \times 10}{50 \times 45} = 0,12 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **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.

- 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.

- L'espacement :

D'après le RPA 99/2003

on a : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,284 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 26,26}{50 \times 235} = 0,13 \text{ cm}^2$$

- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g < 5 \rightarrow 0,8\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,8\% \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,8\% \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm}^2 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} A_t = 4\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,12 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

- 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 :

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

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

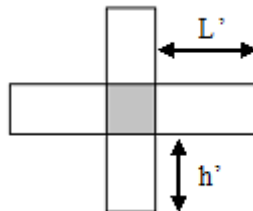


Figure VI.04 : La zone nodale.

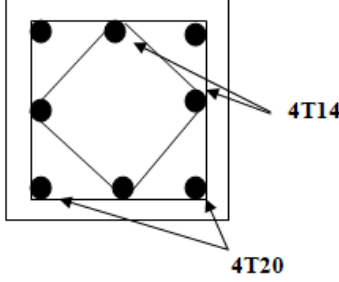
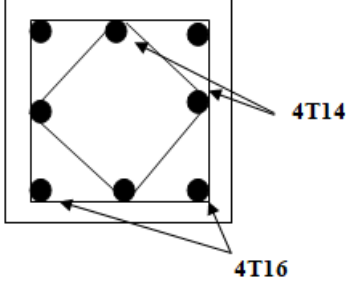
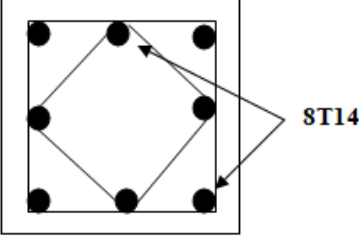
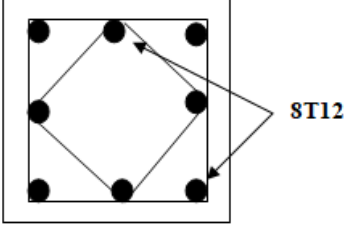
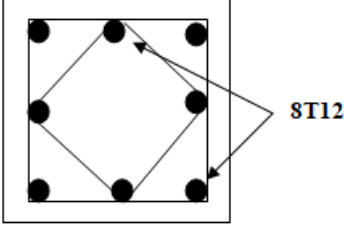
<p>Section (50× 50)</p>	
<p>Section (45× 45)</p>	
<p>Section (40× 40)</p>	
<p>Section (35× 35)</p>	
<p>Section (30× 30)</p>	

Figure VI.05 : Ferrailages des sections des poteaux.



CHAPITRE VII:

**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.

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). En effet, ce dernier est conseillé en zones sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

❖ **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).

❖ **Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération l'effet sismique 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) :

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

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

• 1^{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.

➤ **Armatures verticales :**

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

➤ **Armatures horizontales :**

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

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

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

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

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

VII.3-Ferrailage des voiles :

❖ **Exemple de calcul :**

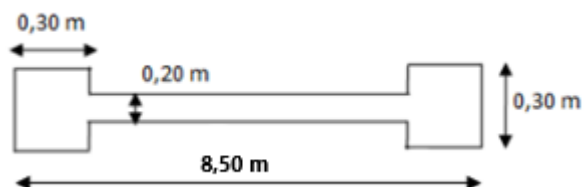


Figure VII.01 : Schéma du voile + poteaux.

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

$$A = (0,2 \times 8,50) = 1,7 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{aL^3}{12} = \frac{0,2 \times 8,50^3}{12} = 10,23 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{8,50}{2} = 4,25 \text{ m}$$

$$A = 1,7 \text{ m}^2$$

$$I = 10,23 \text{ m}^4$$

$$V = 4,25 \text{ m}$$

$$N = 2730,96 \text{ kN}$$

$$M = 1196,96 \text{ kN.m}$$

$$T = 542,84 \text{ kN}$$

➤ **Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2730,96}{1,7} + \frac{1196,42 \times 4,25}{10,23} = 2061,95 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2730,96}{1,7} - \frac{1196,42 \times 4,25}{10,23} = 1150,95 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

➤ **Calcul des armatures verticales :**

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

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

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

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

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

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

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

On adopte : $D = 14 \text{ mm}$

• **L'espacement:**

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2.a ; 33 \text{ cm} \}$$

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

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

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

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

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

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

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

➤ **calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 8$ par m^2 .

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

↳ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{542,84 \times 10}{20 \times 0,9 \times (306)} = 0,98 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

↳ **RPA 99/2003 :**

$$\tau_b = 1,4 \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 542,84 \times 10}{20 \times 0,9 \times (306)} = 1,38 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

VII.4-Disposition des armatures :

❖ **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 Vérifié

$$L=850 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 85 \text{ cm}$$

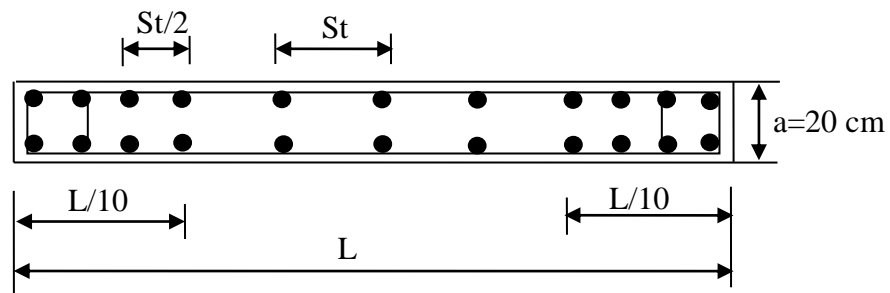


Figure VII.02 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **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.

➤ **Armatures transversales:**

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

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

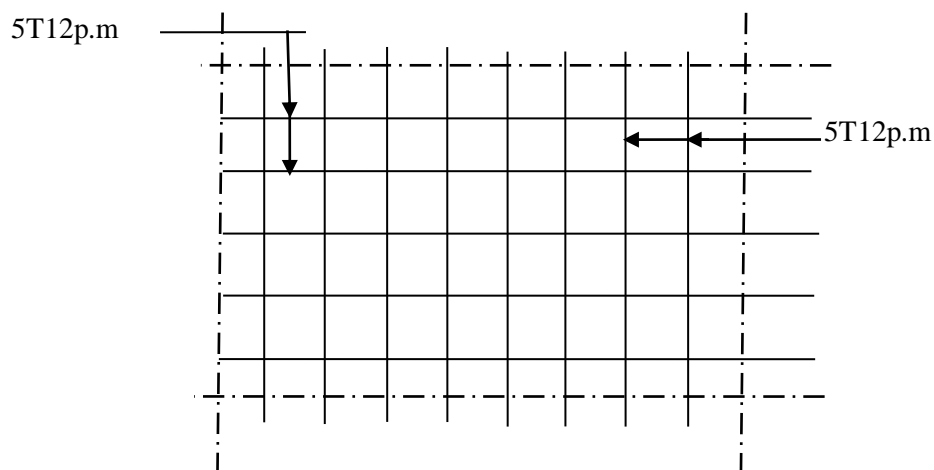


Figure VII.03 : Disposition du ferrailage du voile.

Niveaux	Epaisseur (cm)	voile	L(m)	A(m ²)	I (m ⁴)	V (m)	M (Kn.m)	N (Kn)	T (Kn)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)
RDC jusqu'au 3 ^{ème} étage	20	V _{x1}	5,55	1,11	2,85	2,775	1096,42	2730,96	542,86	- 3528,179	- 1392,45
		V _{y1}	8,50	1,7	10,235	4,25	1096,42	2730,96	542,86	- 2061,708	- 1150,186
4 ^{ème} jusqu'au Terrasse	15	V _{x1}	5,55	0,833	2,135	2,775	350,7	1186,24	444,6	- 1880,33	- 969,495
		V _{y1}	8,50	1,275	7,677	4,25	350,7	1186,24	444,6	- 1124,543	- 736,225

Tableau VII.01 : Efforts et sections d'armature dans les voiles

Niveaux	Epaisseur (cm)	voile	L(m)	A(m ²)	A _{min} (m ²)	A _{adp} (cm ²)
RDC jusqu'au 3 ^{ème} étage	20	V _{x1}	5,55	16,65	3	21T10 = 16,49
		V _{y1}	8,50	25,5	3	13T16 = 26,14
4 ^{ème} jusqu'au Terrasse	15	V _{x1}	5,55	12,5	2,25	16T10 = 12,57
		V _{y1}	8,50	19,13	2,25	17T12 = 19,23

Tableau VII.02 : Ferrailage des voiles.

Niveaux	Epaisseur (cm)	voile	L(m)	T (Kn)	Contraintes de cisaillements					
					BAEL 91			RPA 99/2003		
					τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Observation
RDC jusqu'au 3 ^{ème} étage	20	V _{x1}	5,55	542,86	0,98	3,25	Condition vérifiée	1,38	5	Condition vérifiée
		V _{y1}	8,50	542,86	0,98	3,25	Condition vérifiée	1,38	5	Condition vérifiée
4 ^{ème} jusqu'au Terrasse	15	V _{x2}	5,55	444,6	1,07	3,25	Condition vérifiée	1,5	5	Condition vérifiée
		V _{y2}	8,50	444,6	1,07	3,25	Condition vérifiée	1,5	5	Condition vérifiée

Tableau VII.03 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.

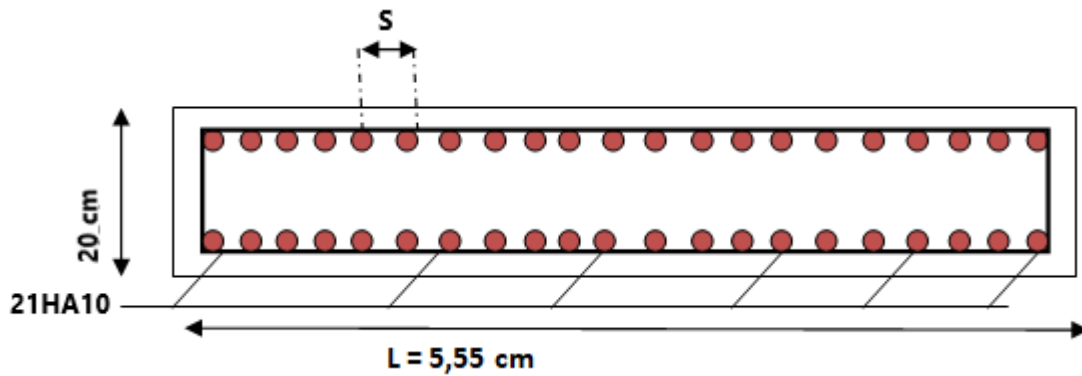


Figure VII.04 : Schéma de ferrailage du voile v_{x1}.

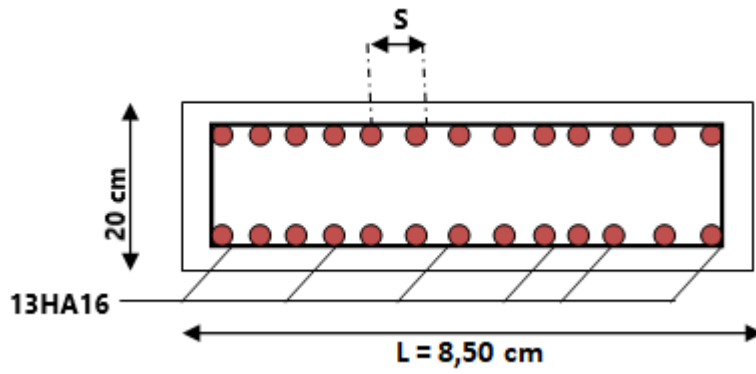


Figure VII.05 : Shéma de ferrailage du voile v_{y1} .

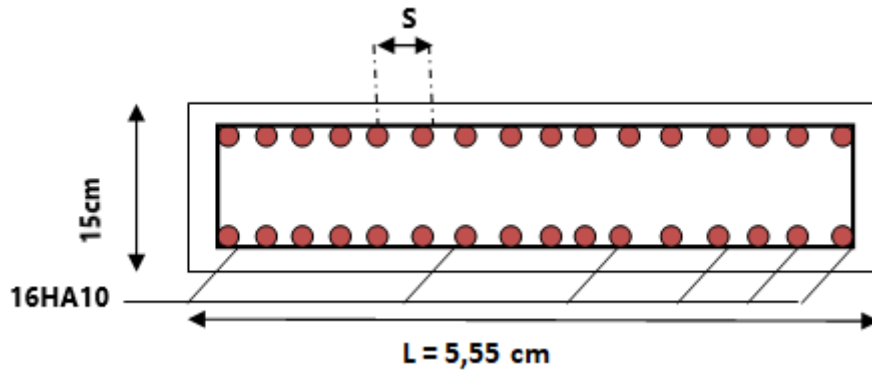


Figure VII.06 : Shéma de ferrailage du voile v_{x2} .

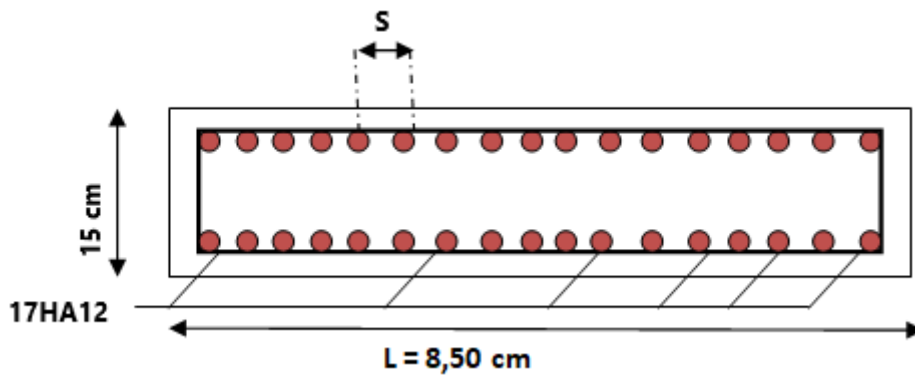


Figure VII.07 : Shéma de ferrailage du voile v_{y2} .



CHAPITRE VII :

**ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE**

VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2 Etude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

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

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2 bars à un ancrage de 1,5 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 35 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1. Dimensionnement à l'ELS ;
2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

❖ Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2,00 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que:

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par:

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\begin{cases} N_u = 4864,092 \text{ t} \Rightarrow S = 243,2046 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 3546,701 \text{ t} \Rightarrow S = 177,34 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

- ◆ Surface totale du bâtiment: $S_b = 414,9 \text{ m}^2$.
- ◆ Surface totale de la semelle : $S_s = 177,34 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{177,34}{414,9} = 0,43 = 43 \% < 50\% \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, et vu la nature de notre sol, ainsi que l'existence des voiles périphériques dans cette construction, une semelle filante a été opter comme type de fondation.

VIII.3 -Définition de la semelle filante:

Une semelle filante est une semelle continue qui supporte plusieurs colonnes ou bien un mur porteur.

Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes, car la surface de contact est plus importante ce qui limite le risque de tassement différentiel, en d'autres termes, des tassements plus importants à certains endroits entraînant une instabilité.

❖ **Dimensionnement :**

File 1 :

$$N_s = \sum N_i = 405,854 \text{ t}$$

$$L = 8,5 \text{ m}$$

❖ **Largeur :**

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}} = \frac{405,854}{8,5 \times 20} = 2,387 \text{ m} > 1,2 \text{ m (1}^{ere} \text{ distance entre 02 files de portiques)}$$

Donc il y a un chevauchement entre les semelles alors on adopte le radier général comme type de fondation 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.4-Etude du radier :

❖ 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 = poids total de la structure).

❖ Pré dimensionnement du radier :

➤ Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions .

$$S_{\text{rad}} = S + S_{\text{bat}} = (P_{\text{bat}} \times 0.50) + S_{\text{bat}} = (109.4 \times 0.50) + 414,9 = 469,6 \text{ m}^2$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 469,6 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **1^{ère} condition** : Condition de cisaillement.

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5,2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 20,8 \text{ cm} \leq d \leq 26 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 26 \text{ cm} \\ h = d + c = 26 + 5 = 31 \text{ cm} \end{cases}$$

- **2^{ème} condition** : Condition forfaitaire.

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{4864,092}{243,2046} = 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{20 \times 5,20}{2} = 52 \text{ t} \\ q_u = 20 \times 1 = 20 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{52 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,30 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ **Choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux deux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 35 cm ; $h_t = 35 \text{ cm}$.

VIII.5-Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 57,77 \text{ cm} \leq h \leq 86,66 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} \\ L : \text{ la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 5,20 \text{ m} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification des contraintes :**

le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

➤ **Dalle :**

$$G_{radier} = \gamma_b (h_r \times s_r) = 2,5 \times (0,35 \times 469,6) = 410,9 \text{ t}$$

➤ **Nervure:**

$$G_{nervure} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5 ((0,7 - 0,35) \times 0,5 \times 218,9) = 95,76 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 95,76 + 6818,52 = 6914,28 \text{ t}$$

$$N_{ser T} = N_{ser} + G_{radier} + G_{nervure} = 6914,28 + 410,90 + 95,76 = 7420,94 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser T}}{S_r} = \frac{7420,94}{469,60} = 15,80 \text{ t/m} < 20 \text{ t/m} = 2 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{Condition Verifiée}$$

❖ **Longueur élastique:**

La longueur élastique de la poutre est donnée par: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec:

I: Inertie de la poutre: $I = b \cdot h^3 / 12 = 0,5 \times (0,7)^3 / 12 = 0,014 \text{ m}^4$

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

b: largeur de la poutre $b = 0,5 \text{ m}$.

K: coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,014}{500 \times 0,5}} = 5,18 \text{ m}$$

$L_{\max} = 5,20 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 8,13 \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

L_{\max} : la longueur maximale entre nu des poteaux.

❖ **Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

➤ **Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{3546,701}{469,6} = 7,55 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{3546,701}{469,6} = 7,55 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,7 = 1,75 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 9,30 \text{ t/m}^2$$

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

$$Q = 9,30 \text{ t/m}^2$$

❖ **Vérifications diverses :**

➤ **Vérification de l'effet de surpression :**

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante: $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$

γ_w :Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 1,5 m ;

f_s :Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 469,6 \times 1,5 = 1056,6 \text{ t}$$

$$\rightarrow N_u = 4864,092 \text{ t} \geq 2992,86 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'excentricité :**

$$\text{Centre de gravité des masses du radier (infra)} \begin{cases} X_g = 16,04 \text{ m} \\ Y_g = 10,01 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Centre de gravité des masses du bâti (super)} \begin{cases} X_g = 14,71 \text{ m} \\ Y_g = 9,50 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{L'excentricité : } \begin{cases} e_x = 1,33 \text{ m} \\ e_y = 0,51 \text{ m} \end{cases}$$

❖ **Ferraillage du radier :**

➤ **Ferraillage des dalles :**

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

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas:

• **Premier cas :**

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$ 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 :**

$$M_a = 0,4M_o \dots \dots \dots \text{Appuis de rive.}$$

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

• **Deuxième cas :**

Si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$ Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.

↪ **Exemple de calcul :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,20}{5} = 0,68 > 0,4 \implies \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

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

$$L_y = 4,5 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,67 \rightarrow \mu_x = 0,0710 ; \mu_y = 0,403$$

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{4864,092}{469,6} = 10,35 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3546,701}{469,6} = 7,55 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

▪ Moment isostatique :

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

$$M_{0x} = 0,0710 \times 10,35 \times (3,05)^2 = 6,84 \text{ t.m}$$

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

$$M_{0y} = 0,4034 \times 6,84 = 2,76 \text{ t.m}$$

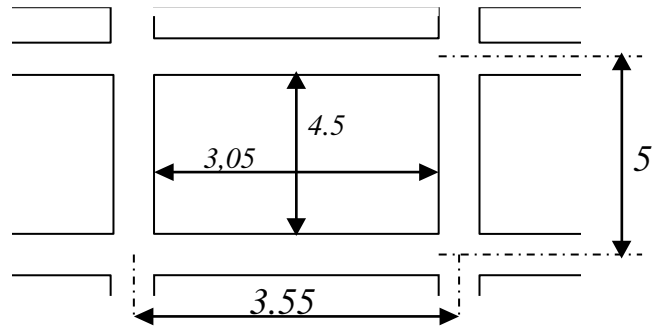


Figure VIII.1 : Dimensions panneau Pour le cas défavorable.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L _X (m)	L _Y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ_y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
3,05	4,50	0,68	0,0710	6,84	5,814	2,736	0,4034	2,76	2,346	1,104
Les efforts à l'ELS $\nu = 0,2$										
L _X (m)	L _Y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ_y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
3,05	4,50	0,68	0,0710	4,99	4,2415	1,996	0,4034	2,01	1,7085	0,804

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

1. En travée :

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 2,76 = 2,346 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,346 \times 10^4}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,017$$

$$\mu_1 = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,992 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,346 \times 10^4}{0,992 \times 31,5 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times \text{épaisseur} = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{y \text{ min}}\} = \{2,16 ; 2,8\} = 2,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T12/ml, A = 4,52 cm²/ml (s_t = 25cm)**

Sens x:

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 6,84 = 5,814 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,814 \times 10^4}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,041$$

$$\mu_t = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,041 \rightarrow \beta = 0,979 \end{cases}$$

$$A_{tx \text{ calculé}} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,814 \times 10^4}{0,979 \times 31,5 \times 348} = 5,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,248 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{x \text{ min}}\} = \{5,42 ; 3,248\} = 5,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On Adopte : **5T12/ml** → $A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (st = 20 cm)

2. Sur appuis :

$$M_{ax} = 0,4 M_{0x} = 0,4 \times 6,84 = 2,736 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,736 \times 10^4}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,019$$

$$\mu_t = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,736 \times 10^4}{0,990 \times 31,5 \times 348} = 2,52 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T12/ml, A = 4,52 cm²/ml (s_t = 25cm).**

- **Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 3\text{cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Ferraillage 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 ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

• **Sens longitudinal (x) :**

$L_{max} = 4,5m$

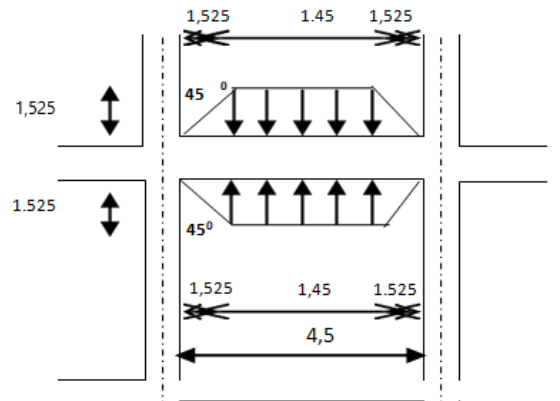
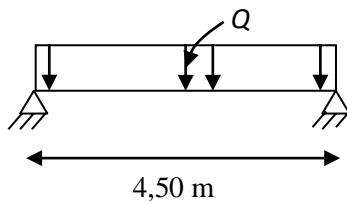


Figure VIII.2 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (4,5m)

▪ **Calcul de Q:**

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

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

Avec:

$Lx_1 = 3,057 m$

$Ly_1 = 4,5 m$

$Lx_2 = 3,05 m$

$Q = 5,55 t/m^2$

Donc:

$$Q' = \frac{5,55}{2} \left(1 - \frac{3,05^2}{3 \times 4,5^2} \right) \times 3,05 + \left(1 - \frac{3,05^2}{3 \times 4,5^2} \right) \times 3,05 = 14,31 t/m.$$

$$M_o = \frac{Q' . l^2}{8} = \frac{14,31 \times 4,5^2}{8} = 36,22 t.m$$

▪ **Calcul du ferraillage :**

1. **En travée :**

$M_t = 30,79 t.m$; $b = 50 cm$; $h = 70 cm$; $d = 0,9.h = 63 cm$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} . d^2 . b} = \frac{30,79 \times 10^4}{14,17 \times 63^2 \times 50} = 0,110$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,110 \rightarrow \beta = 0,942 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,79 \times 10^4}{0,942 \times 63 \times 348} = 14,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6T16 (fil) +2T14 (chap) ; A=15,14 cm²**

2. En appuis :

a. Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 36,22 = 14,89 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{14,89 \times 10^4}{14,17 \cdot 63^2 \cdot 50} = 0,053$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,053 \rightarrow \beta = 0,973 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,89 \times 10^4}{0,973 \times 63 \times 348} = 6,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **2T16 (Fil) +2T14 (Fil) = 7,10 cm²**.

b. Appuis de rive :

$$M_a = 0,2M_o = 0,2 \times 36,22 = 7,25 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{7,25 \times 10^4}{14,17 \times 63^2 \times 50} = 0,026$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,986 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,25 \times 10^4}{0,986 \times 63 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

↳ **2T16+2T14** il équilibré le moment de appui de rive.

• **Sens transversal (y) :**

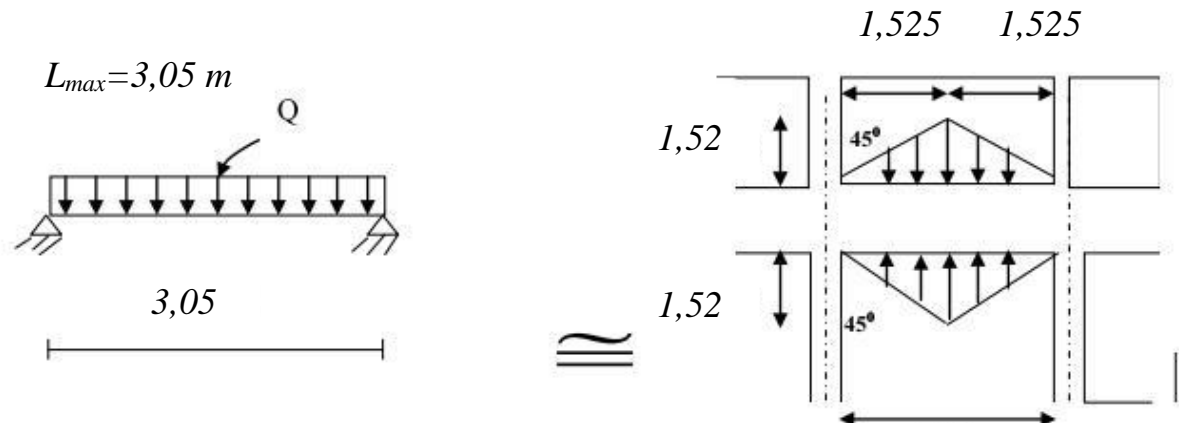


Figure VIII.03 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (3,05m).

▪ **Calcul de Q' :**

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

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 5,55 \times 3,05 = 11,285 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{11,285 \times 4,5^2}{8} = 28,56 \text{ t.m} \end{cases}$$

▪ **Calcul du ferrailage :**

1. En travée :

$$M_t = 24,28 \text{ t.m} ; b = 50 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 63 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{24,28 \times 10^4}{14,17 \times 63^2 \times 50} = 0,086$$

$$\mu_t = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,086 \rightarrow \beta = 0,955 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24,28 \times 10^4}{0,955 \times 63 \times 348} = 11,60 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2T16 = 12,06 cm²**

2. En appuis :

a. Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 28,56 = 14,28 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{14,28 \times 10^4}{14,17 \times 63^2 \times 50} = 0,051$$

$$\mu_t = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,051 \rightarrow \beta = 0,974 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,28 \times 10^4}{0,980 \times 63 \times 348} = 6,69 \text{ cm}^2$$

On adopte: **2T16 (Fil) + 2T14 (Fil) ; A = 7,10 cm²**.

b. Appuis de rive :

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 28,56 = 5,72 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,72 \times 10^4}{14,17 \times 63^2 \times 50} = 0,020$$

$$\mu_t = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,72 \times 10^4}{0,990 \times 63 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2$$

↪ **2T16+2T14** il équilibré le moment de appui de rive.

VIII.6-Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80\text{cm}$.

Dans notre cas $h_a = 70\text{ cm}$ (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, sont obligatoires 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 cm^2 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 $(h \times b_0) = (0,70 \times 0,50)\text{ m}^2$, on a :

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

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,70) = 7,2\text{ cm}^2$$

On adopte 4T 16 Fil; $A = 8,04\text{cm}^2$.

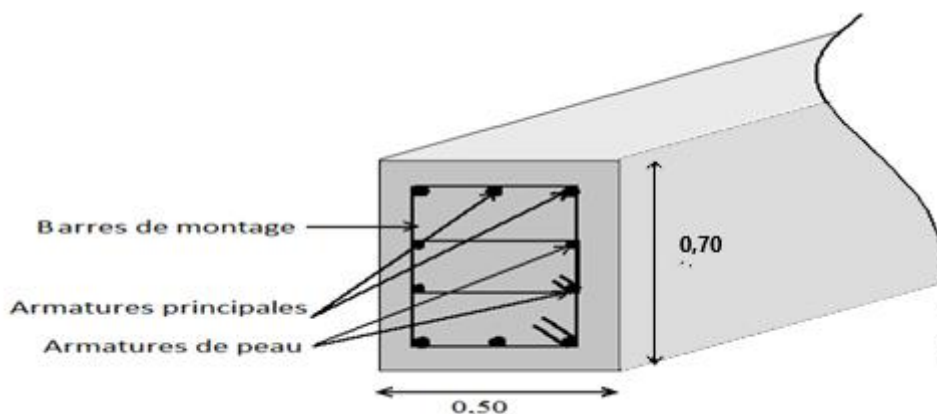


Figure VIII.04 : Schéma représentant la poutre de libage.

❖ **Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{10,35 \times 4,5}{2} = 23,29\text{ KN}$$

$$T_{max} = 23,29\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{23,29}{0,5 \times 0,72 \times 10^2} = 0,65\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4\text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5\text{ MPa} ; 4\text{ MPa}) = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,65\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ Armatures transversales :

Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 22,85 ; 12 ; 50 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 20 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 1,05 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{14,4 \times 50} \geq 0,4 \Rightarrow 1,74 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7-Les croquis de ferrailage :

❖ Schéma du ferrailage de la table :

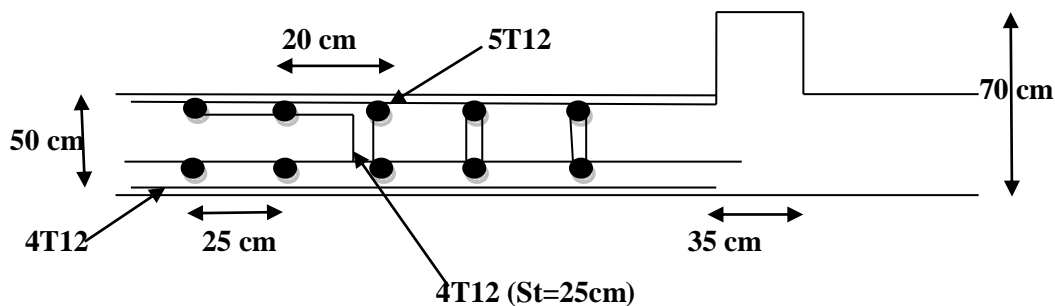


Figure VIII.05 : Schéma du ferrailage de la dalle

❖ Schéma de ferrailage de la nervure :

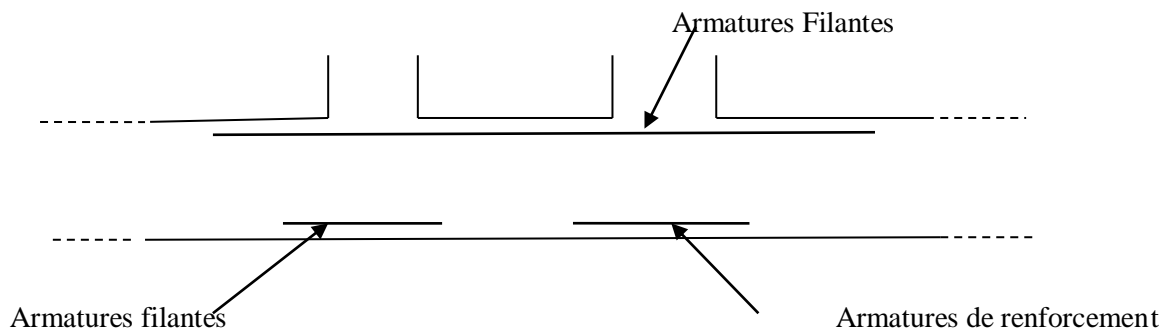


Figure VIII.06 : Coupe longitudinale de la nervure.

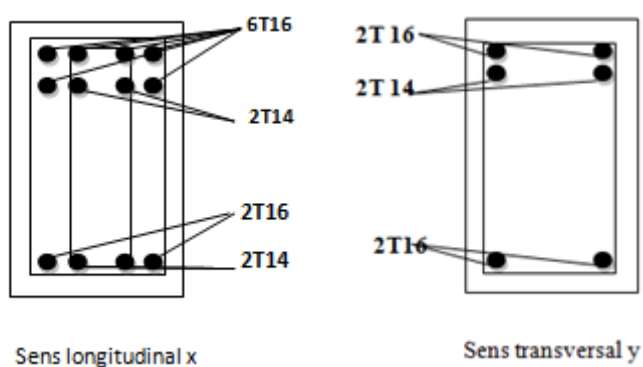


Figure VIII.07 : Coupe transversale de la nervure

A photograph of a modern building with a glass facade and a green wall, framed by a decorative border. The building has a curved glass section and a green wall on the left side. The word "CONCLUSION" is written in a bold, blue, italicized font across the center of the image.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation Licence Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ainsi il nous a permis de mieux apprécier le métier de technicien d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais encore :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception.
- La forme de l'élément et comment travaillé.

Cette expérience dans le domaine nous a incités non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances.

Enfin, on souhaite que le modeste travail représente pour nous une bonne base dans le domaine du bâtiment et que cela nous permette d'élaborer dans notre future vie professionnelle avec moins de difficultés.

Annexe

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\vartheta = 0$		ELS $\vartheta = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.1$$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M ₁ ou M ₂	0.0	/	0.224	0.169	0.140	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
	0.1	0.300	0.210	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
	0.2	0.245	0.197	0.160	0.135	0.116	0.102	0.090	0.081	0.073	0.064	0.058
	0.3	0.215	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
	0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
	0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.100	0.090	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
	0.6	0.160	0.140	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
	0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
	0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
	0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.040
	1.0	0.110	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.050	0.044	0.041	0.030

Annexe 3

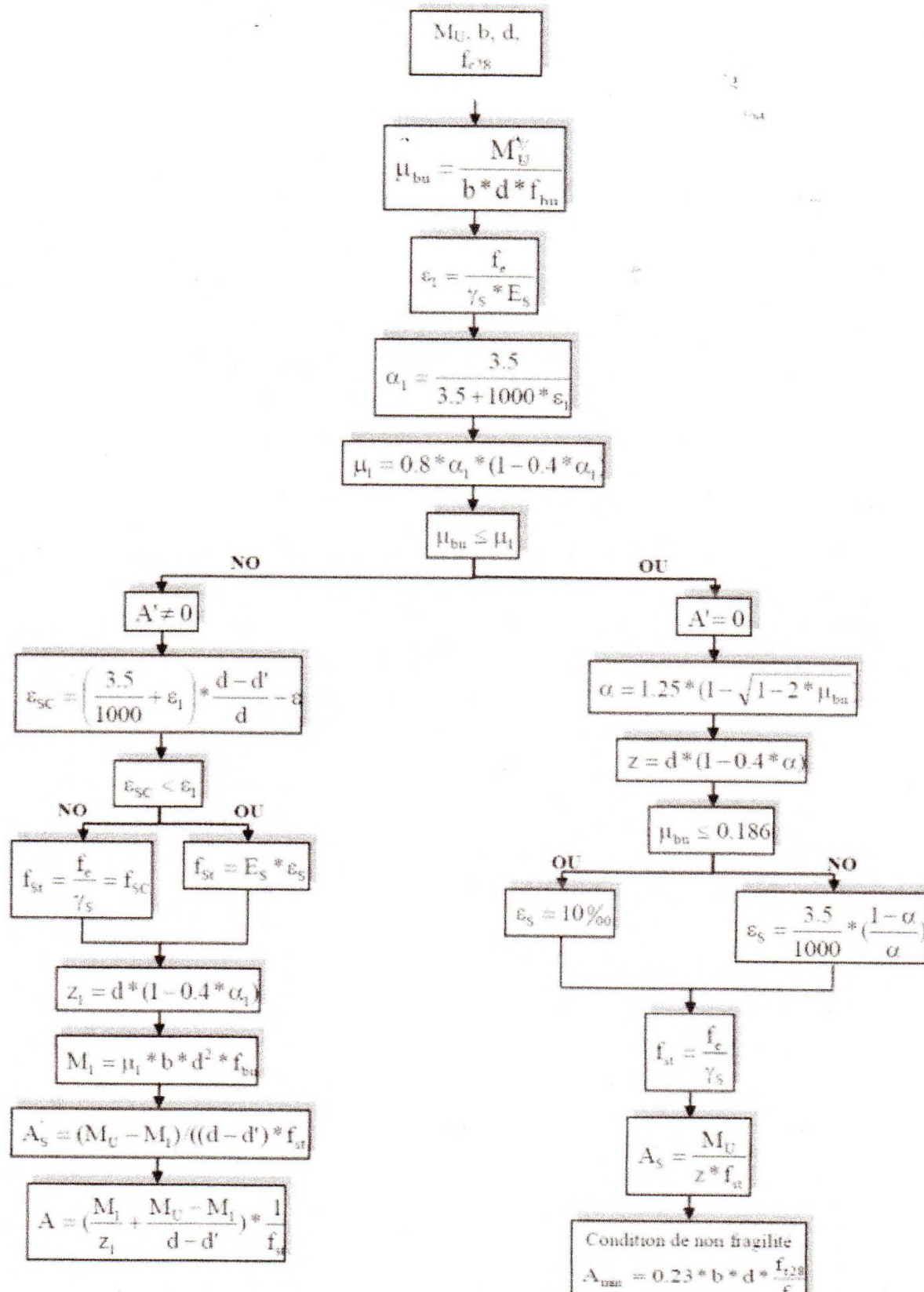
Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 5

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU










bibliographique







REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
-  DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation




THESE

-  *Etude d'un bâtiment en béton armé R+8 d'habitation a TIARET*
Présente par SNOUCI WAHIBA et ROUANE HANANE

LOGICIELS

-  EXCEL 2007
-  WORD 2007
-  AUTO CAD 2014
-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v 2014**

COURS

-  Béton Armé présente par **Mr HADJI**
-  Projet en Béton armé présente par **Melle AIT YAHIA**
-  Cours Parasismique présenté par **Mr MIMOUNI**