



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de Construction

Présenté par :

M^{elle} KHITER BENT NEBI

Mme SOUFI AMINA

Sujet du mémoire

ETUDE D'UN BATIMENT R+7 AVEC
SOUS-SOL A USAGE MULTIPLE SITUE A
TISSEMSILT

Soutenu publiquement le 20 juin 2017 devant le jury composé de :

Mr	: BEKKI Hadj	Président
M ^{elle}	: RENNAK Zohra	Rapporteur
Mr	: KERROUM Nadhir	Examineur
M	: DRAOUI Aicha	Examineur
Mr	: SERRBAH Boumediene	Examineur





Remerciements

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

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur M^{elle} Rennak Zohra Pour les orientations et les conseils qu'il a su nous montrer durant l'évolution de notre projet.

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

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

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



Dédicace

Je dédie humblement ce modeste travail à :

*À mes très chères parents en témoignage de leur amour, affectation
et surtout de leur soutien durant toute ma vie scolaire que je leur
souhaite une longue vie ;*

À mes frères et mes sœurs

À toute la famille KHITER

*À tous mes amis, particulièrement : HOURIA, DJAMILA,
KHEIRA*

NAIMA, MERIME, SHAHRAZADE, OUSSAMA

Surtout mon binôme et mon ami proche

À mon cœur, «soufi Amina »

À tout ceux qui mon aidé de près ou de loin

À toutes la promotion de 2ème année master GC.



BENT NEBI

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté dans la wilaya de « **TISSEMSILT** », Cette région est classée en zone sismique «IIa » selon le RPA99 version 2003.

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

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

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

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS

Afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

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

Motsclés: Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (07) floors, implented in the wilaya of «**TISSEMSILT**».

This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building , Reinforced concrete ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض +طابق ارضي 07 طوابق سينشأ بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم «IIa» حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91modifié99 , RPA99V2003) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم :

الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير : يشمل دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات)

الكلمات المفتاحية:

العمارة ,المسلحة الخرسانة ، ETABS ، BAEL91modifié 99 ،RPA99V2003،

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max}; A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_S	Armatures Supérieures,
A_T	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_s	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
M_{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 J_y
N_{ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_l	Largeur d'une aile de tension en T,
D	hauteur utile d'une section,
e_o	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la comprè- j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,

f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j jours,
F_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
H	Hauteur totale d'une section,
h_o	Hauteur d'une table de compression,
I	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e/y_s),
Π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
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,

Liste des figures :

Figure I-1 : Diagramme parabole – rectangle	05
Figure I-2 : Diagramme contraintes- déformations du béton (cas flexion simple)	06
Figure I-3 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier	08
Figure I-4 : Diagramme des déformations limites de la section- Règle des trois pivots -	10
Figure II-1: Schéma d'un plancher à corps creux	12
Figure II-2: Schéma terrasse inaccessible	13
Figure II-3: Murs de façade	14
Figure II-4 : La section la plus sollicitée du poteau	18
Figure II-5: Coupe de voile en élévation	21
Figure III-1: Dimensionnement des poutrelles	24
Figure III-2: Types de travée	25
Figure III-3: Répartition de l'effort tranchant	26
Figure III-4: Différents Type de poutrelles	27
Figure III-5: Diagramme des efforts tranchants, T [KN .m]	32
Figure III-6: Diagramme des moments fléchissant, M [KN .m]	32
Figure III-7: Section de calcul	36
Figure III-8 : Notation utilisées pour le calcul du ferrailage pour une section en T	38
Figure III-9 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	42
Figure III-10 : Poutre droite	72
Figure III-11 : Détermination des moments selon la position de poutre (C_i)	72
Figure III-12 : Poutrelles à 5 travées (plancher terrasse)	73
Figure III-13 : Poutrelles à 2 travées (plancher terrasse)	74
Figure III-14: Ferrailage de la dalle de compression	88
Figure IV-1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère	91
Figure IV-2 : Schéma du ferrailage d'acrotère	95
Figure IV-3 : Schéma représente les types des balcons	96
Figure IV-4 : Descente de charge	97
Figure IV-5 : Schéma statique du séchoir	98
Figure IV-6 : Schéma de ferrailage du balcon (Type 1 et Type 02)	102
Figure IV-7 : Schéma d'un escalier	103
Figure IV-8 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant escalier	108
Figure IV-9 : Diagramme des moments que subit la poutre palière	112
Figure IV-10 : Ferrailage de la poutre palière.	115

Figure IV-11 : Coupe longitudinale de la cage d'ascenseur	116
Figure IV-12 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	121
Figure IV-13 : Dessin montrant la concentration des charges	121
Figure IV-14 : Repartitions des moments	128
Figure IV-15 : Ferrailage supérieur du panneau de dalle	131
Figure IV-16: Ferrailage inférieur du panneau de dalle	131
Figure VI -1 : La zone nodale	171
Figure VI-2 : Ferrailages des poteaux	173
Figure VII-1 : Disposition des voiles et poteaux –vue en plan	174
Figure VII-2 : Comportement d'un voile	175
Figure VII-3 : Dimensions de voile plus favorable	177
Figure VII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	179
Figure VII-5 : Disposition du ferrailage du voile	180
Figure VIII-1: Schéma de voile périphérique.	182
Figure VIII-2 : Schéma de ferrailage voile périphérique	186
Figure VIII-3: Dalle reposé sur 4 cotés	192
Figure VIII-4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture(4,15)	194
Figure VIII-5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture(3,85)	196
Figure VIII-6: Représente les armatures de peau.	198

Liste des tableaux :

Tableau I-1: Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours	5
Tableau I-2: Les déformations limites des pivots	10
Tableau II-1: Charge permanente	15
Tableau II-2: Dégression de la surcharge d'exploitation:	16
Tableau III-1: Les sollicitations pour la poutrelle de type 01	33
Tableau III-2: Les sollicitations pour la poutrelle de type 02	33
Tableau III-3: Les sollicitations pour la poutrelle de type 03	34
Tableau III-4: Les sollicitations pour la poutrelle de type 01	34
Tableau III-5: les sollicitations pour la poutrelle de type 02	35
Tableau III-6 : les sollicitations pour la poutrelle de type 01 et 02	60
Tableau III-7: Récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse	79
Tableau III-8: Récapitulatif de ferrailage des poutrelles	90
Tableau IV-1: Descente de charge	97
Tableau IV-2: Ferrailage de balcon type 02	99
Tableau IV-3: Récapitulatif des armatures des différents types des balcons	102
Tableau IV-4: Evaluation des charges et surcharges paillasse	105
Tableau IV- 5: Evaluation des charges et surcharges palier	106
Tableau IV-6: Ferrailage d'escalier	109
Tableau IV-7: Vérifications	109
Tableau IV-8: Vérification de La flèche Selon le B.A.E.L 91[2]	111
Tableau IV-9 : Le Ferrailage de la poutre palière	112
Tableau IV-10: Le poids mort	118
Tableau IV-11: Les résultats des moments isostatiques des rectangles	122
Tableau IV-12: Les résultats des moments isostatiques des rectangles	127
Tableau V-1: Tableau de periode	137
Tableau V-2: Coefficient d'accélération de zone.	138
Tableau V-3: Pénalité à retenir pour le critère de qualité	138
Tableau V-4: Coefficient de pondération	139
Tableau V-5: Périodes associées à la catégorie de site	140
Tableau V-6 : Pourcentage d'amortissement critique	140
Tableau V-7: les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens	143

Tableau V-8: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	144
Tableau V-9: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)	144
Tableau VI-1: Moments max des Poutres principales de rive	148
Tableau VI-2: Moments max des poutres principales intermédiaires	149
Tableau VI-3: Moments max des poutres secondaires de rive	149
Tableau VI-4: Moments max des poutres secondaires intermédiaires	150
Tableau VI-5: Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive	152
Tableau VI-6: Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires	152
Tableau VI-7: Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive	153
Tableau VI-8: Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires	153
Tableau VI-9: Ferrailage des poutres principales de rive (30x40) cm ²	159
Tableau VI-10: Ferrailage des poutres principales intermédiaires (30x40) cm ²	160
Tableau VI-11: Ferrailage des poutres secondaires de rive (30x35) cm ²	161
Tableau VI-12: Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires (30x35) cm ²	162
Tableau VI-13 : les sections minimales et maximales imposées par le RPA (99/2003) :	164
Tableau VI-14: Sollicitations du premier genre	164
Tableau VI-15: Sollicitations du deuxième genre	164
Tableau VI-16: détermination de la section d'armature des poteaux	172

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Introduction générale	<u>01</u>
I-1 : Introduction.	<u>02</u>
I-2 : Présentation de projet.	<u>02</u>
I-3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	<u>02</u>
I-4 : Ossature et système constructif adopté	<u>02</u>
I-5 : Classification selon le RPA version 2003	<u>03</u>
I-6 : Caractéristiques géotechniques du sol	<u>03</u>
I-7 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	<u>03</u>
I-8 : Etats limites	<u>09</u>
I-9 : Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	<u>11</u>

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments principaux

II-1 : Introduction	<u>12</u>
II-2 : Pré dimensionnement du plan	<u>12</u>
II-3 : Descente de charges	<u>13</u>
II-4 : Pré dimensionnement des poutres	<u>16</u>
II-5 : Pré dimensionnement des poteaux	<u>17</u>
II-6 : Pré dimensionnement des voiles	<u>21</u>

Chapitre III: Calcul des planchers

III-1 : Introduction	<u>23</u>
III-2 : Dimensionnement du plancher à corps creux	<u>23</u>
III-3 : Méthode de calcul des poutrelles	<u>24</u>
III-4 : Calcul des poutrelles	<u>27</u>
III-5 : Plancher étage courant	<u>29</u>
III-6 : Résultats de calcul	<u>33</u>
III-7 : Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'E.L.U)	<u>36</u>
III-8 Calcul le ferrailage de la dalle de compression	<u>87</u>

Chapitre IV : Calcul et Ferrailage des éléments non structuraux

IV-1 : Acrotère	<u>91</u>
IV-2 : Balcon	<u>96</u>
IV-3 : Escaliers	<u>103</u>
IV-4 : L'ascenseur	<u>116</u>

Chapitre V : Etude Sismique

V-1 : Généralités sur les séismes	<u>133</u>
V-2 : Calcul sismique	<u>134</u>
V-3 : Méthode de calcul	<u>134</u>
V-4 : Présentation du logiciel ETABS	<u>134</u>
V-5 : Méthode d'analyse modale spectrale	<u>135</u>
V-6 : Calcul sismique	<u>136</u>

Chapitre VI : Etude des portiques

VI-1 : Introduction	<u>146</u>
VI-2 : Les combinaisons de calcul	<u>146</u>
VI -3: Ferrailage des portiques	<u>147</u>
VII-3-1: Ferrailage des poutres	<u>147</u>
VII-3-2: Ferrailage des poteaux	<u>163</u>

Chapitre VII : Etude des voiles

VIII-1 : Introduction	<u>174</u>
VIII -2 : Le système de contreventement	<u>174</u>
VII -3 : principe de calcul	<u>175</u>
VIII- 4 : Ferrailage des voiles	<u>177</u>
VII -5 : Disposition des armatures	<u>179</u>

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1 : Calcul du voile périphérique	<u>181</u>
VIII-2 : Calcul des fondations	<u>187</u>

Conclusion	<u>199</u>
-------------------	------------

Bibliographie



CHAPITRE I
PRESENTATION DE PROJET
ET CARCTERISTIQUE DES MATERIAUX

Introduction général

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques ; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages. De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Le présent projet a pour objectif l'étude technique d'un bâtiment à usage multiple composée d'un rez de chaussée et de sept (07) étages avec un sous-sol contreventée par des voiles et portiques.

Le problème posé est d'assurer la stabilité et la résistance de notre ouvrage aux différents effets tout en tenant compte de l'aspect économique.

Notre travail est structuré comme suit :

- Etude préliminaire du prédimensionnement des éléments horizontaux (poutres, chainages et planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, l'ascenseur)
- Etude sismique (l'analyse du comportement du structure sous l'action sismique et calcul des caractéristiques dynamiques "mode propre de vibration et la rigidité").
- Calcul des éléments structuraux (le calcul des portiques longitudinaux et transversaux) qui constituent le squelette de notre structure.
- Calcule des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux dus au séisme.
- Etude de l'infrastructure qui assure l'équilibre de la structure (radier général, voile périphérique)

I-1 Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier un bâtiment en béton armé dans le but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité, on sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie l'espace quels que soient les types des bâtiments.

I-2 Présentation de l'ouvrage :

L'objet de ce projet est l'étude des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment à usage multiple (R+7) avec sous-sol. Implanté à « TISSEMSILT » Zone de moyenne sismicité « IIa » d'après les règles parasismiques algériennes.

Le bâtiment est composé d'un :

- sous-sol
- rez de chaussée à usage commercial et de sept étages à usage d'habitation.

I-3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**a) Dimensions en élévation :**

- hauteur du sous- sol est de : 3,40 m
- hauteur du rez de chaussée est de : 3,40 m
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m
- hauteur total de la structure : 27,32 m

b) Dimensions en plan :

- Dimension totale (sens longitudinal) : L= 19,20 m
- Dimension totale (sens transversal) : L= 9,10 m

I -4 Ossature et système constructif adopté :**I-4-1 Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé

I-4-2 Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux
- Dalle pleine pour les éléments non structure

I-4-3 Escaliers :

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement inter-étages. Nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à deux volées avec palier de repos.

I-4-4 Ascenseur :

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

I-4-5 Maçonnerie :

- Les murs extérieurs « doubles cloisons » sont en briques creuses de 15 cm et de 10 cm séparées par un vide d'air de 5cm;
- les murs intérieurs en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

I-4-6 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I-4-7 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I-5 Classification selon le RPA version 2003 [1] :

L'ouvrage est implanté à TISSEMSILT, Il est classé comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Il est classé aussi comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, (groupe 2).

I-6 Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique, Le sol d'assise de la construction est un sol ferme S_2

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 1,4$ bars pour un ancrage $D = 2.2$ m.

I-7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**1-7-1 Le Béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L) [2]

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 L de sable..... $d_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons..... $d_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage.

La confection du béton est déterminée mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

I-7-1-1 Principaux caractères et avantages :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations:

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

Les principaux avantages du béton armé sont : on cherche

- 1) **L'économie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction ;
- 2) **La souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes ;
- 3) **La résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton ;
- 4) **La résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I-7-1-2 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à l'âge de 28 jours par les formules suivantes :

$$[B.A.E.L] \begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \cdot f_{c28} \end{cases}$$

- pour 28 jours < j < 60 joursf_{cj} = f_{c28}

- pour j ≥ 60 joursf_{cj} = 1,1 f_{c28}

-Pour notre étude, on prend : f_{c28}=25 MPa

Tableau I-1: Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours

f _{c28} (MPa)	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation: f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}

Donc pour f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa

I-7-1-3 Diagramme contraintes - Déformation du béton :

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

a) Diagramme parabole – rectangle :

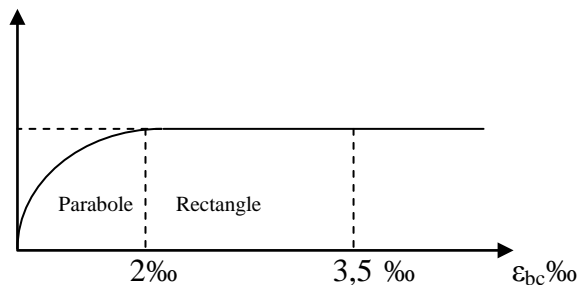


Figure I-1: Diagramme parabole –rectangle

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas générale} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas de combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée.

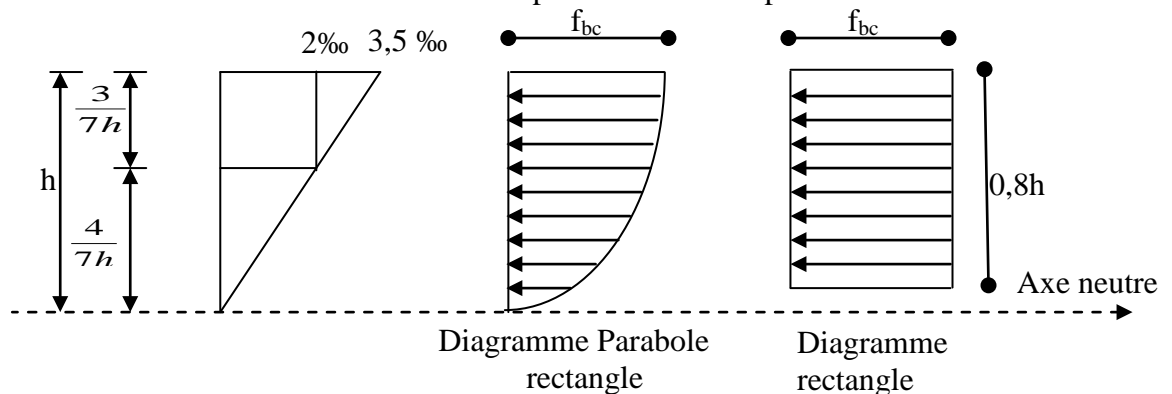


Figure I-2 : Diagramme contrainte - déformation (cas flexion simple).

I-7-1-4 Contrainte admissible de cisaillements :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{array} \right.$

I-7-1-5 Modules de déformation longitudinale du béton :**- Module de déformation instantanée:**

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

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée :

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

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I-7-1-6 Coefficient de poisson:

$$\nu = \frac{\left(\frac{\Delta d}{d} \right)}{\left(\frac{\Delta L}{L} \right)}$$

Avec:

$\left(\frac{\Delta d}{d} \right)$: Déformation relative transversale.

$\left(\frac{\Delta L}{L} \right)$: Déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à : $\nu = 0,2$ pour E.L.S (béton non fissuré)

$\nu = 0$ pour E.L.U (béton fissuré)

I-7-2 Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de:

-Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.

-Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivantes:

- Acier naturel (Fe E215, Fe E235)

- Acier à haute adhérence (Fe E400, Fe E500)

-Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² (T.S.L Fe E500)

- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s=200\ 000$ MPa.

I-7-2-1 Diagramme contrainte- déformation :

$\sigma_s = f(\epsilon\text{‰})$

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

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

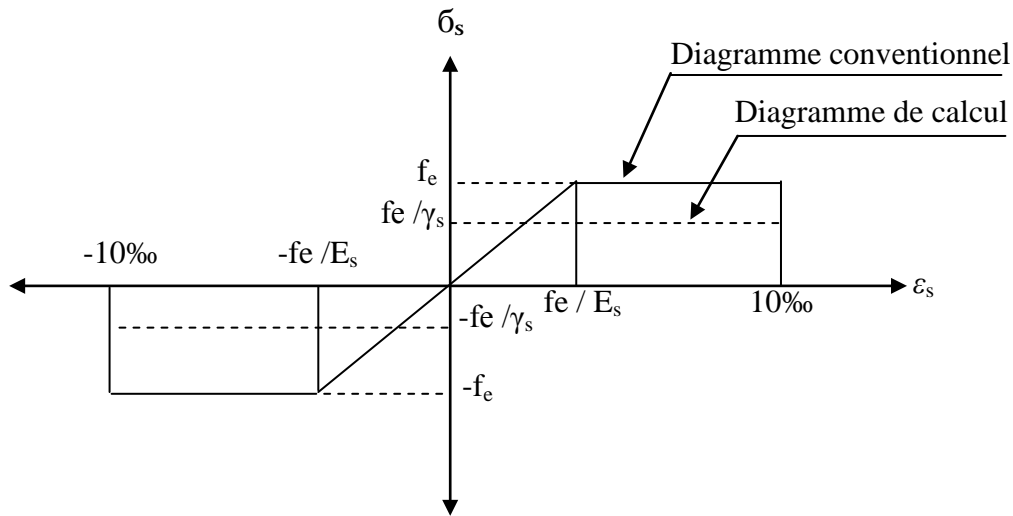


Figure I-3 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier

I-7-2-3 Contraintes limites de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$ MPa.
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ MPa.

η : coefficient de fissuration.

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton

f_e : Limite d'élasticités des aciers.

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pours ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$

▪ **Poids volumique :**

- Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$
- Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$
- Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

I-8 Etats limites :

Selon les règles **B.A.E.L 91** [2], on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R**
- Etats limites de service **E.L.S**

I-8-1 E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes **R.P.A 99 (version 2003)** [1].

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

a) Hypothèses de calcul:

- les sections droites avant déformation restent planes après déformation ;
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- la résistance à la traction du béton est négligée ;
- le raccourcissement du béton est limité à:

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \text{ en flexion composé.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ en compression simple.}$$

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

b) Règle des trois pivots :

On fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

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

Tableau I-2: Les déformations limites des pivots

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/_{00}$

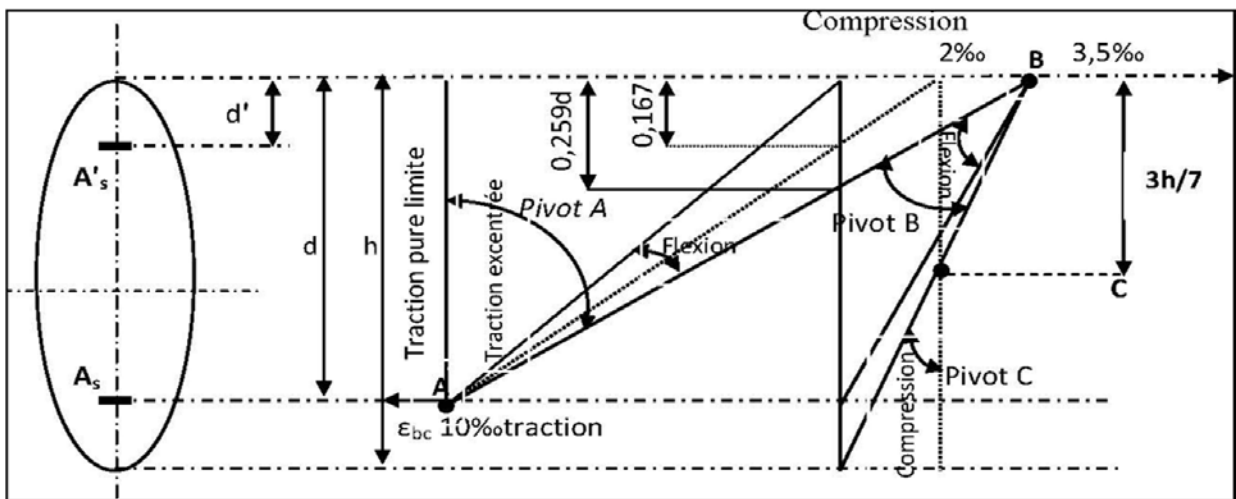


Figure I-4 : Diagramme des déformations limites de la section

« Règle des trios pivots »

-Dans le domaine 1 :

Le diagramme passe par le point **A**, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité,

-Dans le domaine 2 :

Le diagramme passe par le point **B**, qui correspond à un raccourcissement de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée,

- Dans le domaine 3

Le diagramme passe par le point **C**, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale **h** de la section.

I-8-2 E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

-Hypothèses de calcul :

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

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Le coefficient η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

η : « Coefficient d'équivalence »

I-9 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :▪ **Etat limite ultime :**

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

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

▪ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action : G+Q

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} G: \text{ charge permanente} \\ Q: \text{ charge d'exploitation} \\ E: \text{ effort de séisme} \end{array} \right.$$



CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT
des ELEMENT PRINCIPAUX

II-1 Introduction:

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement.

Ces dimensions doivent être satisfaites les conditions de premier genre (BAEL) [2] et règles de deuxième genre (RPA 99 version 2003) [1]

II-2 Pré dimensionnement du plancher :

Un plancher est la partie horizontale d'une construction qui par la quelle est transmise les différents charge aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs est faibles par rapport à leurs dimensions en plan.

Notre structure comporte deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine

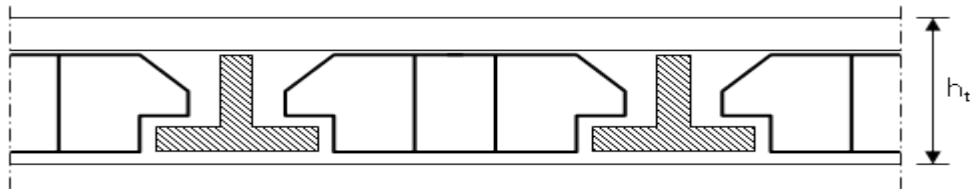


Figure II-1: Plancher à corps creux

II-2-1 Planchers à corps creux :

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher,

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t = \frac{400}{22,5} = 17,77$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{array} \right.$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm

II-3 Descente de charges :

II-3-1 charge permanente :

II-3-1-1 plancher terrasse inaccessible :

1-Protaction en gravillons roulé (4cm)	▶ 0,80 KN/m ²
2-Etanchéité multicouche (2cm) ▲	▶ 0,12 KN/m ²
3-Forme de pente en béton léger (10cm).....	▶ 2,20 KN/m ²
4-Isolaion thermique en liège (4 cm)	▶ 0,16 KN/m ²
5-Plancher à corps creux (16+4)	▶ 2,80 KN/m ²
6-Enduit en plâtre (2cm)	▶ 0,20 KN/m ²

G_t=6.28KN/m²

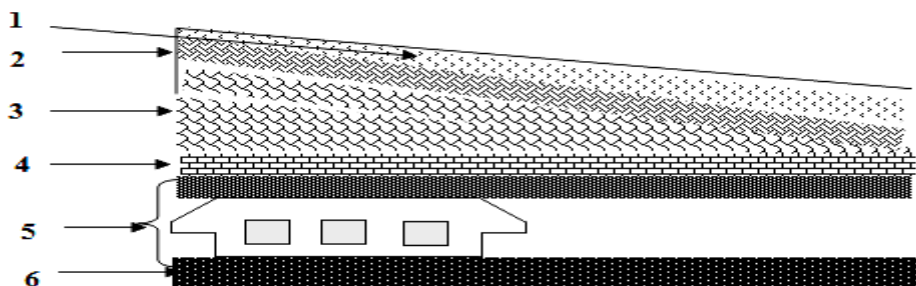


Figure II-2: Plancher terrasse inaccessible

II-3-1-2 plancher R.D.C et étage courant :

1-Revêtement en carrelage (2cm)-.....	▶ 0,40 KN/m ²
2-Mortier de pose (2cm)	▶ 0,40 KN/m ²
3-Sable fin pour mortier (2cm)	▶ 0,24 KN/m ²
4-Plancher à corps creux (16+4)	▶ 2,80 KN/m ²
5-Enduit en plâtre (2cm)	▶ 0,20 KN/m ²
6-Cloison en briques creuses (10 cm)	▶ 0,90 KN/m ²
7-Isolation phonique (2.5 cm)	▶ 0,10 KN/m ²
	<hr/> G_t=5.04 KN/m²

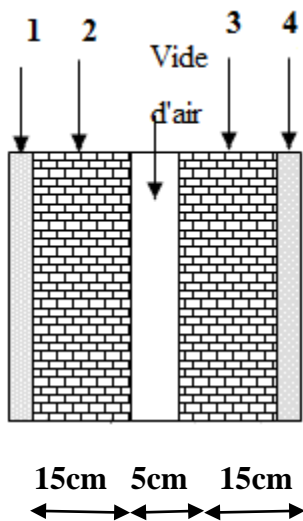
II-3-1-3 plancher Sous-sol :

1- Revêtement en carrelage (2cm)	=0,40 KN/m ²
2- Mortier de pose (3cm)	=1.00 KN/m ²
3- Sable fin pour mortier (3cm)	=0,36 KN/m ²
4- Plancher à corps creux (16+4) cm.	=2,80 KN/m ²

5- Cloison en briques creuses (10 cm)	=0,90 KN/m ²
6- Enduit en plâtre (2cm)	= <u>0,20 KN/m²</u>
	G=5.66 KN/m²

II-3-1-4 Murs de façade (extérieur) :

1-Enduit extérieur en ciment (mortier) (1.5cm)-.....	→ 0,27 KN/m ²
2-Brique creuses (15cm)	→ 1,30 KN/m ²
3- Brique creuses (10cm)-.....	→ 0,90 KN/m ²
4-Enduit intérieur en plâtre (1.5cm)	→ <u>0,15 KN/m²</u>
	G=2,62KN/m²



Mur double cloison



Mur simple cloison

Figure II-3 : Murs de façade

II-3-1-5 Murs intérieur :

1-Enduit en plâtre (1.5cm)	→ 0,15x2=0.30 KN/m ²
2- Brique creuses (10cm)	→ 0,90 KN/m ²
	G=1.20 KN/m²

Tableau II-1: Charge permanente

Niveau	Charge permanente (KN / m ²)
Terrasse	6,28
07	11.32
06	16.36
05	21.40
04	26.44
03	31.48
02	36.52
01	41.56
RDC	46.60
Sous-sol	53.21

II-3-2 surcharge d’exploitations :

- 1-surcharge du plancher terrasse inaccessible :.....**Q=1.00KN/m²**
- 2-surcharge du plancher étage (habitation) :.....**Q=1,50KN/m²**
- 3-surcharge du plancher RDC (commercial) :..... **Q=5.00KN/m²**
- 4-surcharge du plancher sous –sol (stockage) :.....**Q=1.50KN/m²**

II-3-2-1 Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

Dans les bâtiments à étages, à usage d'habitation, et pour calculer l’ossature (Poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge Σn sur les éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges si appliquée sur les différentes niveaux :

On applique la loi de dégression pour $n \geq 5$ cas des charges différentes avec n nombre d’étages.

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3 + n}{2 \times n} \right) \times \sum_{i=1}^n Q_0$$

Tableau II-2: Dégression de la surcharge d'exploitation:

Niveau	La loi de dégression (KN/m ²)	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1$	1,00
07	$Nq_1=q_0+q_1$	2,50
06	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3,85
05	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
04	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
03	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
02	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,50
01	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,45
RDC	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	11.69
Sous-sol	$Nq_9=q_0+0.66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	12.22

II-4 Prédimensionnement des poutres :

Selon le R.P.A 99(version 2003) [1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Selon le B.A.E.L.91 [2], le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

On distinguera deux types de poutres:

a- Poutre principale : $I_{\max} = 4.20 \text{ m}$

b- Poutre secondaire : $I_{\max} = 4,00 \text{ m}$.

II-4-1 Sens longitudinal :**II-4-1-1 Poutre principale:**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 420 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = \mathbf{40 \text{ cm}} \\ \text{On prend } b = \mathbf{30 \text{ cm}} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003) [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x40) cm²**

II-4-2- Sens transversal :**II-4-2-1- Poutre secondaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 400 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 26.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm} \\ 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = \mathbf{35 \text{ cm}} \\ \text{On prend } b = \mathbf{30 \text{ cm}} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003) [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 > 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x35) cm²**

II-5 Prédimensionnement des poteaux :

On a 3 types de poteaux :

- Type 1 :** Sous-sol+ R.D.C jusqu'à 1^{ème} étage.
- Type 2 :** du 2^{ème} étage jusqu'au la 4^{ème} étage
- Type 3:** de l'étage 5^{ème} jusqu' à la terrasse

Le prédimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;

$$\text{La surface afférente est donnée par: } S_1 = \frac{[(4.6 + 4.1) \times (4.0 + 4.30)]}{2} = 31,76 \text{ m}^2$$

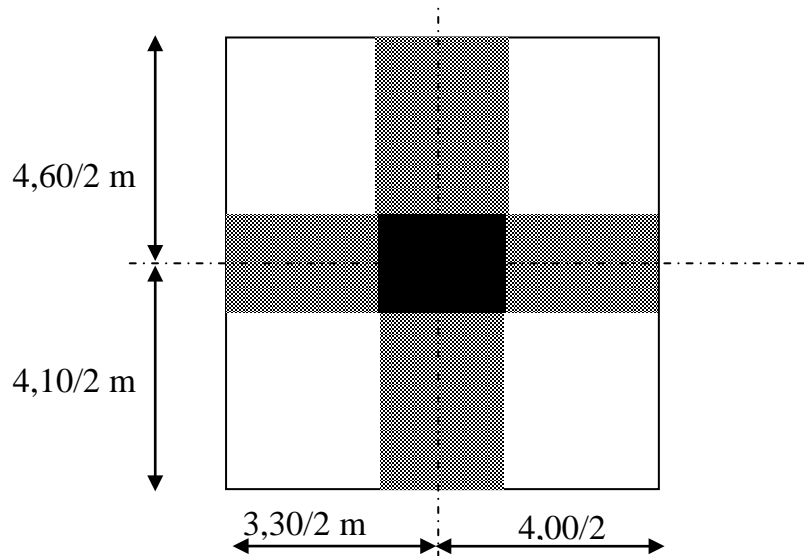


Figure II-4 : La section la plus sollicitée du poteau

On calcul les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanents suivant le R.P.A 99 (version 2003) [1]

II-5-2- Prédimensionnement des poteaux de type 01:

Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$N_U = (1,35N_G + 1,5N_Q) S$$

$$N_U = [(1,35 \times 53,21) + (1,5 \times 12,22)] \times 31,76$$

$$N_U = 2863,60 \text{ KN}$$

II-5-2 Détermination de la section du poteau (a. b):

a) Détermination de "a" :

- Vérification de flambement :

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

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

Avec :

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

{	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 rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$B = a \cdot b$$

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

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

On a: $L_0 = 3.4 \text{ m}$; $L_f = 0.7L_0 = 2.38 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289 a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{238}{0,289 \cdot 50} = 16.47 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm**

b) Détermination de "b" :

Selon les règles du **B.A.E.L91 [2]**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

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

B_r : section réduite

$$B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0,8\% [43(b-2)] = 0,34 (b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289 \cdot 50} = 16.47 < 50$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{16,47}{35} \right)^2 \right]} = 0,81$$

$$\alpha = 0,81$$

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

$$N_u \leq 0,81 \left[\frac{43(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,34(b-2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

$$b \geq 20.49 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 45cm.**

c) Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003) [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{238}{20} = 11.90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 45 cm**

Le tableau ci-dessous résume les sections des poteaux pris en compte pour les différents étages de la construction :

Tableau II-3: Sections des poteaux par niveau

Types	Niveaux	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _U (KN)	Le choix (cm ²)
01	terrasse	6.28	1.00	316,90	35x35
	7 ^{eme}	11.32	2.5	604,46	35x35
	6 ^{eme}	16.36	3.85	884,87	35x35
	5 ^{eme}	21.4	5.05	1158,13	35x35
02	4 ^{eme}	26.44	6.1	1424,25	40x40
	3 ^{eme}	31.48	7.00	1683,22	40x40
	2 ^{eme}	36.52	7.75	1935,04	40x40
03	1 ^{er}	41.56	8.45	2184,50	45x45
	R.D.C	46.6	11.69	2554,93	45x45
	Sous-sol	53.21	12.22	2863,60	45x45

II-6 Prédimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003) [1].

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

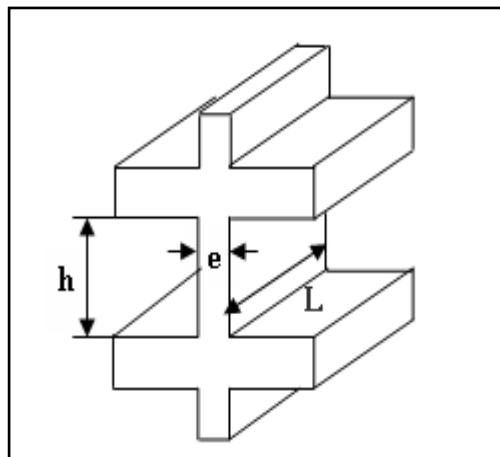


Figure II-5: Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le "RPA99 version 2003" article 7.7.1 [1] sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

{ L : longueur de voile.
e : épaisseur du voile

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

$$e \geq \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22} \right) \quad \mathbf{h_e = 340 - 40 = 300cm}$$

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{300}{25} = 12 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{300}{22} = 13.63 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \geq (12 \text{ cm}; 13,63 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements est **$e = 20 \text{ cm}$**



CHAPITRE III

CALCUL 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'exploitation,
- **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, comme notre projet est à usage d'habitation, on ad+opte un plancher à corps creux.

- Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

- Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III-2 Dimensionnement du plancher à corps creux :

On adopte un seul type des planchers :(Plancher à corps creux) (16+4)

{ 16cm corps creux.
4 cm dalle de compression

III-2-1 Dimensionnement des poutrelles :

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

-Hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$

-Épaisseur de la dalle de compression $h_o = 4\text{cm}$

-Largeur de la nervure $b_o = 12\text{cm}$

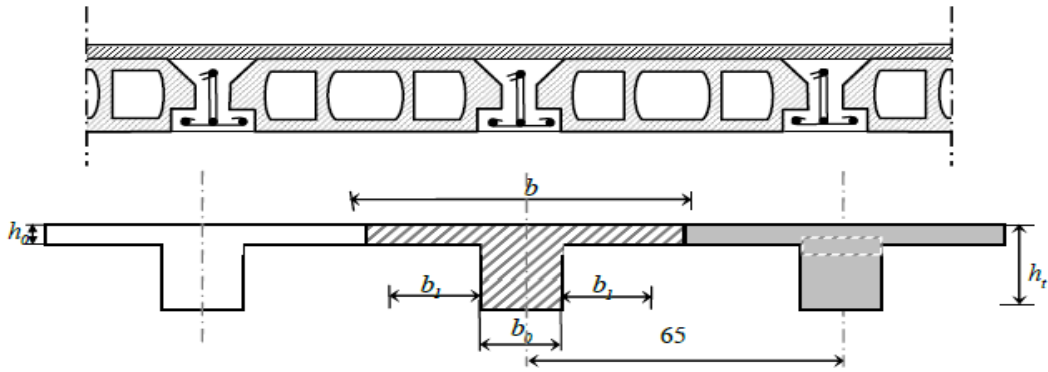


Figure III-1 : Dimensionnement des poutrelles

III-2-2 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

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

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$L = 430 \text{ m} \quad L_1 = 65\text{cm}$$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \begin{cases} b_1 \leq \left(\frac{L_1 - b_0}{2}\right) \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{430}{10}\right) = 43\text{cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$

III-3 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.

III-3-1 Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies

- 1) la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- 2) les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- 3) le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

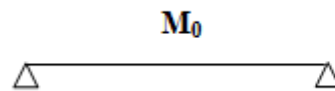
$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1,25$$

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III-3-2 Principe de calcul :

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

- **Travée isostatique :**



- **Travée hyperstatique :**

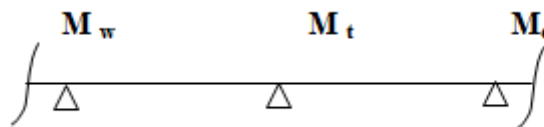


Figure III- 2 : types de travée

Selon le BAEL 91 [2], les valeurs de M_0 ; M_t ; M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

III-3-3 Les moments en travées :

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

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

M_0 : Le moment maximal dans la travée de référence (moment isostatique)

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

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

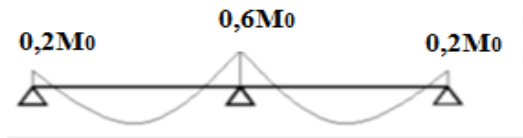
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ Le rapport des charges d'exploitations a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

III-3-4 Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

- Poutre continue a deux travées :



- Poutre continue a trois travées :



- Poutre continue a plus de trois travées :



III-3-5 Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$\begin{cases} T_W = \frac{M_W - M_E}{L} + \frac{Q \cdot L}{2} \\ T_E = \frac{M_W - M_E}{L} - \frac{Q \cdot L}{2} \end{cases}$$

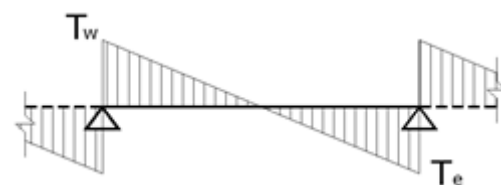


Figure III-3 : répartition de l'effort tranchant

Remarque :

Si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 on applique la methode forfaitaire modifiée.

Le moment est donné par :

$$M_{(x)} = q_u \cdot \frac{L - x}{2} - M_W + \frac{M_W + M_E}{L} \cdot x$$

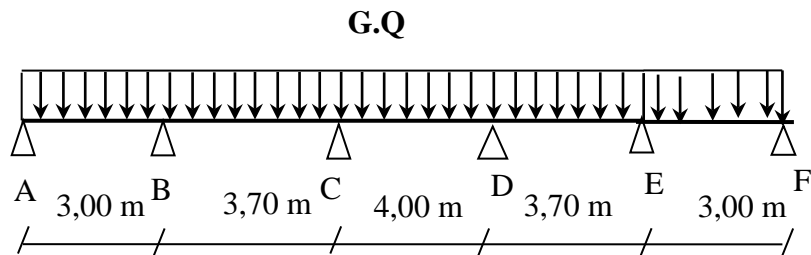
$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_E}{L \cdot q_u}$$

III-4 Calcul des poutrelles :

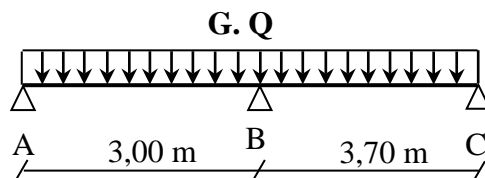
III-4-1 plancher étage courant :

Notre construction comporte trois types de poutrelles

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

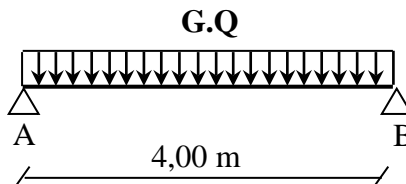


Figure III-4: Différents Type de poutrelles

II-4-2 Les combinaisons de charges :

a) Plancher RDC (commerce) :

$$\begin{cases} G = 5,04 \times 0,65 = 3,28\text{KN/ml} \\ Q = 5 \times 0,65 = 3,25\text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,30\text{KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 6,53\text{KN/ml} \end{cases}$$

b) Plancher étage courant (habitation)

$$\begin{cases} G = 5,04 \times 0,65 = 3,28\text{KN/ml} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98\text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,90\text{KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26\text{KN/ml} \end{cases}$$

c) Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,28 \times 0,65 = 4,08\text{KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,48\text{KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,73\text{KN/ml} \end{cases}$$

III-4-3 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) La charge d'exploitation $Q \leq \text{Max}(2G; 5\text{KN/m}^2)$.

- **Plancher RDC** : $\begin{cases} G = 5,04\text{KN/m} ; Q = 5\text{KN/m} \\ Q = 5\text{KN/m} < 2G = 10,08\text{KN/m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

- **Étage courant** : $\begin{cases} G = 5,04\text{KN/m} ; Q = 1,50\text{KN/m} \\ Q = 1,5\text{KN/m} < 2G = 10,08 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

- **Plancher terrasse** : $\begin{cases} G = 6,28\text{KN/m} ; Q = 1\text{KN/m} \\ Q = 1\text{KN/m} < 2G = 12,56\text{KN/m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

2) Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{cte}$).....vérifiée.

3) Plancher 1^{ere}...7^{eme} étages fissuration peu préjudiciable.....vérifiée.

4) Plancher terrasse la fissuration est préjudiciablecondition non vérifiée.

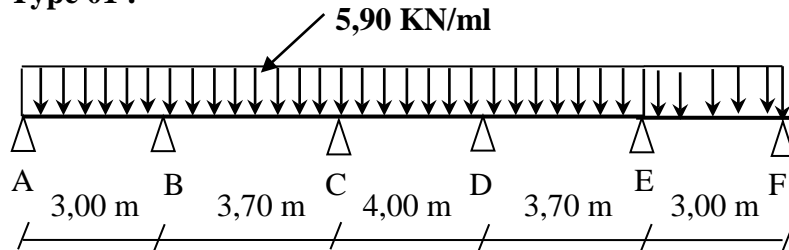
5) $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ Cette condition est vérifiée.

III-5 Plancher étage courant :

Le calcul se fait à l'E.L.U :

-Exemple de calcul :

Type 01 :



$$\begin{cases} G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/m} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,90 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{5,90 \times 3^2}{8} = 6,64 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{5,90 \times 3,70^2}{8} = 10,10 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{5,90 \times 4^2}{8} = 11,80 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = M_0^{BC} = 10,10 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = M_0^{AB} = 6,64 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,33 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 5,05 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 4,72 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 4,72 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 5,05 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2M_0^{EF} = 1,33 \text{ KN.m}$$

- moments en travée :

$$1) M_t \geq \max\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_W - M_E}{2}$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée intermédiaire)} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{(travée de rive)} \end{cases}$$

On a :

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,229$	$1 + 0,3\alpha = 1,069 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$ (travée de rive)
	$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$ (travée intermédiaire)

$$\text{Travée (A - B)} : \begin{cases} M_t^{AB} \geq 1,069M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,91\text{KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 4,18\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{(AB)} = 4,18\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (B - C)} : \begin{cases} M_t^{BC} \geq 1,069M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,91\text{KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 5,35\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{(BC)} = 5,91\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (C -D)} : \begin{cases} M_t^{CD} \geq 1,069M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 7,89\text{KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0,53M_0^{CD} = 6,25\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{(CD)} = 7,89\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (D-E)} : \begin{cases} M_t^{DE} \geq 1,069M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 5,91\text{KN.m} \\ M_t^{DE} \geq 0,53M_0^{DE} = 5,35\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{(DE)} = 5,91\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (E-F)} : \begin{cases} M_t^{EF} \geq 1,069M_0^{EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 3,91\text{KN.m} \\ M_t^{EF} \geq 0,63M_0^{EF} = 4,18\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{(EF)} = 4,18\text{KN.m}$$

- L'effort tranchant:

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

$$\begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{Q \times L}{2} - \frac{M_w - M_E}{L} \\ T_e = -\frac{Q \times L}{2} - \frac{M_w - M_E}{L} \end{cases}$$

Travée (A -B) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,90 \times 3}{2} - \frac{1,33 - 5,05}{3} = 7,61 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,90 \times 3}{2} - \frac{1,33 - 5,05}{3} = -10,90 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (B-C) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,90 \times 3,70}{2} + \frac{5,05 - 4,72}{3,70} = 11 \text{ KN} \\ T_e = \frac{-5,90 \times 3,70}{2} + \frac{5,05 - 4,72}{3,70} = -10,83 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (C-D) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,90 \times 4}{2} - \frac{4,72 - 4,72}{4} = 11,80 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,90 \times 4}{2} - \frac{4,72 - 4,72}{4} = -11,80 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (D-E) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,90 \times 3,70}{2} - \frac{4,72 - 5,05}{3,70} = 10,83 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5,90 \times 3,7}{2} - \frac{4,72 - 5,05}{3,70} = -11 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (E-F) :

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,90 \times 3}{2} - \frac{5,05 - 1,33}{3} = 10,90 \text{ KN.} \\ T_e = -\frac{5,90 \times 3}{2} - \frac{5,05 - 1,33}{3} = -7,61 \text{ KN.} \end{cases}$$

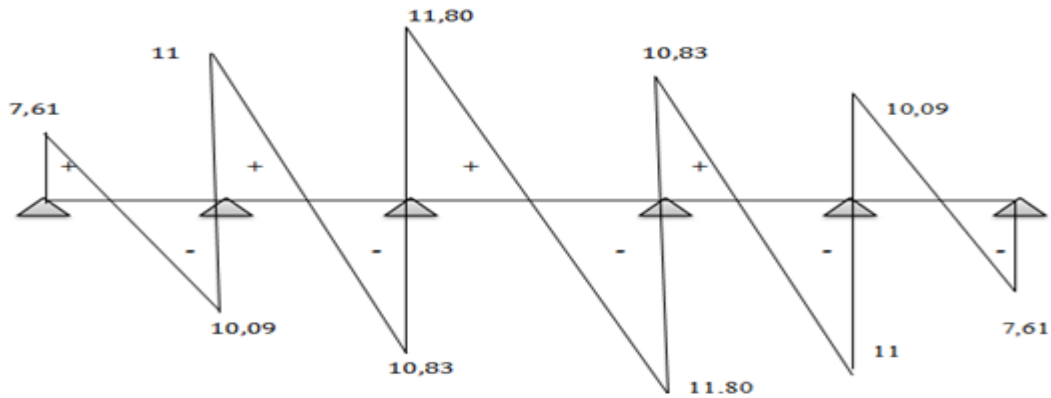


Figure III-5: Diagramme des efforts tranchants T [KN]

- Contrôle de l'équilibre statique :

Il faut que :

$$R_A + R_B + \dots = \sum \text{charges appliquées}$$

Vérification :

$$(R_A + R_B + R_C + R_D + R_E + R_F) = (7,61 + 10,09 + 11 + 10,80 + 11,80 + 11,80 + 10,83 + 11 + 10,09 + 7,61) = 102,63\text{KN}$$

$$\sum \text{charges appliquées} = Q_u \cdot L = 5,90 \times 17,4 = 102,66\text{KN}$$

Donc la condition est satisfaite.

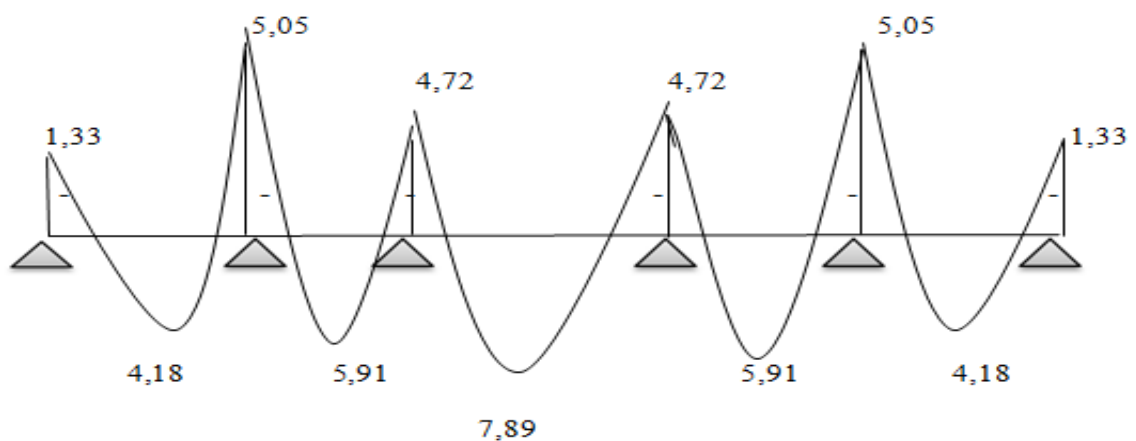


Figure III-6: Diagramme des moments fléchissant, M [KN .m]

III-6 Résultats de calcul : on va récapitule les résultats obtenus dans les tableaux suivants :

Pour étage courant :

Tableau III-1: Les sollicitations pour la poutrelle de type 01

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
01	A – B	3,00	6,64	4,18	1,33	5,05	7,61	-10,09	4,79	3,02	0,96	3,65
	B – C	3,70	10,10	5,91	5,05	4,72	11	-10,83	7,29	4,26	3,65	3,41
	C – D	4,00	11,80	7,89	4,72	4,72	11,80	-11,80	8,52	5,70	3,41	3,41
	D – E	3,70	10,10	5,91	4,72	5,05	10,83	-11	7,29	4,26	3,41	3,65
	E- F	3,00	6,64	4,18	5,05	1,33	10,09	-7,61	4,79	3,02	3,65	0,96

Tableau III-2: Les sollicitations pour la poutrelle de type 02

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	3,00	6,64	4,18	1,33	6,06	7,28	-10,43	4,78	2,45	0,958	4,37
	B – C	3,70	10,10	6,76	6,06	2,02	12	-8,90	7,2	4,87	4,37	1,458

Tableau III-3 : Les sollicitations pour la poutrelle de type 0 3

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)	A – B	3,00	6,64	5,64	1,33	1,33	8,85	-8,85	4,79	4,07	0,958	0,958
	b)	A – B	3,70	10,10	8,59	2,02	2,02	10,92	-10,92	7,29	6,20	1,46	1,46
	c)	A – B	4,00	11,80	10,03	2,36	2,36	11,80	-11,80	8,52	7,24	1,70	1,70

- Sollicitations de calcul:

E.L.U :

$$\left. \begin{aligned} M_{T \max} &= 10,03 \text{ KN.m} \\ M_{\text{rive max}} &= 2,36 \text{ KN.m} \\ M_{\text{inter max}} &= 6,06 \text{ KN.m} \\ T_{\max} &= 12,00 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

E.L.S :

$$\left. \begin{aligned} M_{T \max} &= 7,24 \text{ KN.m} \\ M_{\text{rivemax}} &= 1,70 \text{ KN.m} \\ M_{\text{inter max}} &= 4,37 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\}$$

Pour plancher de RDC :

Tableau III-4 : Les sollicitations pour la poutrelle de type 01

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E. L. U						E. L. S			
			M ₀ KN. m	M _T	M _W	M _e	T _W	T _e KN	M ₀	M _T	M _W	M _e
01	A – B	3,00	10,46	7,00	2,09	9,54	11,47	-16,43	7,34	4,92	1,468	6,70
	B – C	3,70	15,91	15,06	9,54	3,18	18,92	-15,49	11,17	8,35	6,70	2,2 3

Tableau III-5 : les sollicitations pour la poutrelle de type 02

Travée		AB	BC	CD	DE	EF	
L (m)		3,00	3,70	4,00	3,70	3,00	
$M_0 = \frac{qL^2}{8}$ (KN. m)	E.L.U	10,46	15,91	18,60	15,91	10,46	
	E.L.S	7,34	11,17	13,06	11,17	7,34	
Appui		A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire		0,20	0,50	0,40	0,40	0,50	0,20
M_a (Appui)	E.L.U	2,09	7,95	7,44	7,44	7,95	2,09
	E.L.S	1,47	5,59	5,22	5,22	5,59	1,47
M_t (Travée)	E.L.U	7,00	10,55	13,89	10,55	7,00	
	E.L.S	4,92	7,41	9,76	7,41	4,92	
$T = \frac{M_w - M_e}{L} \pm \frac{qL}{2}$ (KN)	T_w	12	17,34	18,60	17,06	15,90	
	T_e	-15,90	-17,06	-18,60	-17,34	-12	

- Sollicitations de calcul :

E.L.U :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 13,89 \text{KN. m} \\ M_{a \text{ inter max}} = 9,54 \text{KN. m} \\ M_{a \text{ rive max}} = 3,18 \text{KN. m} \\ T_{\max} = 18,92 \text{KN. m} \end{array} \right.$$

E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 15,06 \text{KN. m} \\ M_{a \text{ inter max}} = 6,70 \text{KN. m} \\ M_{a \text{ rive max}} = 2,23 \text{KN. m} \end{array} \right.$$

III-7 Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'E.L.U) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

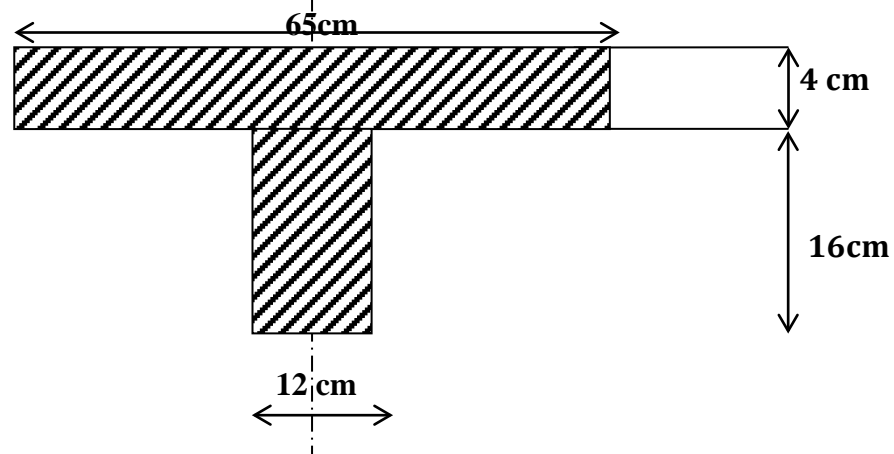


Figure III-7: Section de calcul

Données :

- Largeur de la poutrelle $b = 65\text{cm}$
- Largeur de la $b_0 = 12\text{cm}$
- La hauteur de la section $h_t = 20\text{ cm}$.
- La hauteur de la section $h_0 = 4\text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18\text{ cm}$

et on a la :

- Contrainte des aciers utilisés $F_e = 400\text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

III -7-1 Plancher RDC :**III-7-1-1 Calcul des armatures longitudinales :**▪ **En travée :**

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

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(d - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,9472 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 13,89 \text{ KN.m} < 58,9472 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_{t \max} = 13,89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,89 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976 \quad ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,89 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

- 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 :

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

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

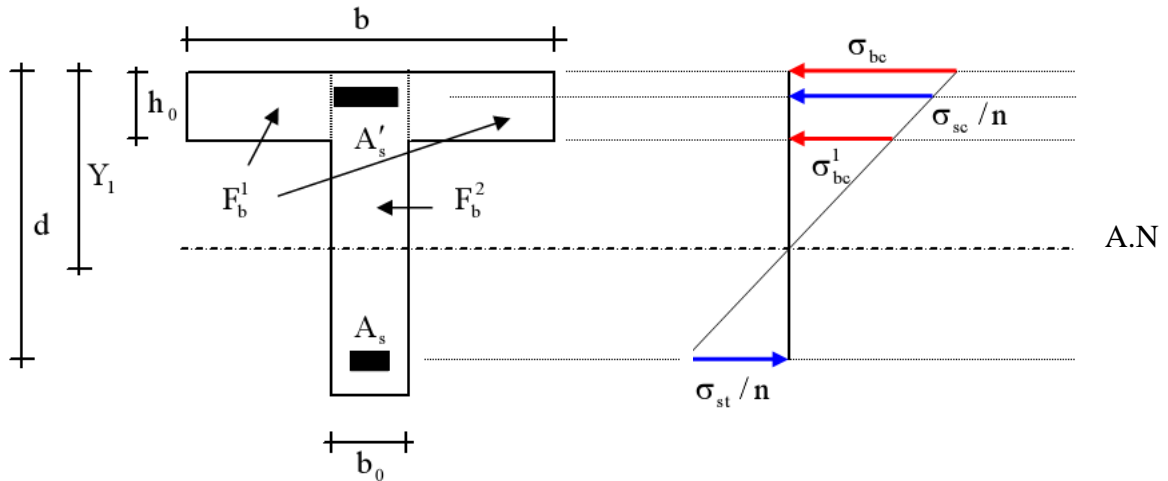


Figure III-8: notation utilisées pour le calcul du ferrailage pour une section en T

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{(65 \times 6.24^3) - ((65 - 12) \times (6.24 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6.24)^3}{3}$$

$$I = 5065.80 + 10421.1415 = 15486.9418 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,5 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 2,27 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 3T12 \Rightarrow As = 3,39cm²/ml

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

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,54 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,173 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,173 \rightarrow \beta = 0,9045 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,54 \times 10^3}{0,9045 \times 18 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 2T12 $\Rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,18 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,18 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en T) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,52 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 ; \text{Condition non vérifiée}$$

On prend $A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$

Donc : 1T12 $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-7-1-2 Vérification à l'E.L.S**a) Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 3,39 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \Rightarrow 32,5y^2 + 50,85y - 915,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,58 \text{ cm}$$

$y = 4,58 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ On utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2}y^2 + [(b - b_0)h_0 + 15(A + A')]y - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15(Ad + A'c') \right] = 0$$

$$\Rightarrow 32,5y^2 + 262,85y - 1197,96 = 0 \rightarrow y = 3,25\text{cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,25^3}{3} + (15 \times 3,39 \times (18 - 3,25)^2) = 11806,83 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{15,06 \times 10^3}{11806,83} \times 3,25 = 4,15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,15\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifié}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

d) Contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 18,92 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,92 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,87\text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,87\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

III-7-1-3 Les armatures transversales At (armatures de l'âme):

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), [2] on a :

a) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right\} = 5,71\text{mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6\text{mm}$

b) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{ij} = 0,06 + 0,6f_{cj}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où: } \tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 \cdot d}$$

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

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

On calcul la distance "X": $T_{\max}=11,80\text{KN}$ $T_u\left(\frac{h}{2}\right) ?$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = \frac{3,70}{2} + \frac{9,54 - 3,18}{6,53 \cdot 3,70} = 2,11 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$X - \left(\frac{h}{2}\right) = 2,11 - 0,10 = 2,01 \text{ m}$$

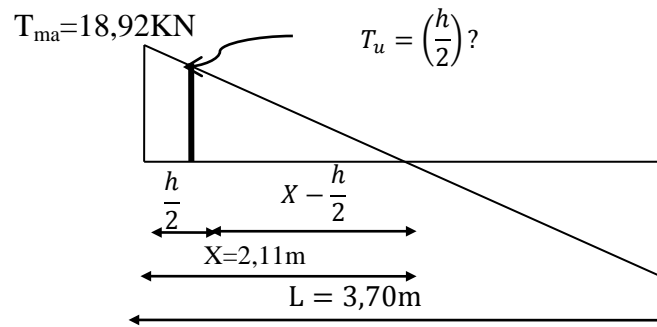


Figure III-9: Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

Donc:

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{18,92 \times 2,01}{2,11} = 18,02 \text{ MPa}$$

$$T_u\left(\frac{h}{2}\right) = 18,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = \frac{18,02 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,83 \text{ MPa}$$

D'où:

$$\tau_u\left(\frac{h}{2}\right) = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{s_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,83 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,013 \text{ cm}$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right)}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,83}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,42 \times b_0}{f_e} = \frac{0,42 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm.}$$

En prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend : $2\phi 6 \Rightarrow A_s = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 (version 2003) [1]

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

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

On adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,54}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 58,88 \text{ KN}$$

$F_u = 58,89 \text{ KN} > T_u = 18,92 \text{ kN}$ Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

f) Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

D'où $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \cdot b_0}$

a: la longueur d'appuis de la bielle

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 18,92 \times 1,5}{0,85 \times 12,25 \times 10} = 0,022 \text{ cm} = 2,20$$

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

a': Largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

c : La largeur de l'appui (poteau) = 30cm

$$a' = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 2,20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

ψs : Coefficient de cisaillement ψs = 1,5 pour H.A

T : effort tranchant max T = 18,92 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : périmètre d'armature tendue μ = πΦ = 3,14 x 1,2 = 3,76 cm

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{18,92 \times 10^3}{16,2 \times 3,76 \times 3 \times 10^2} = 1,04 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$

f) Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91 [2], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{a\text{service}}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

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

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > 0,044 \quad ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0_{ser}}} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 \geq \frac{15,06}{15 \times 11,17} = 0,089 \quad ; \text{ Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \quad ; \text{ Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G: Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} G = 5,04 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5,04 + 5 = 10,04 \text{ KN/m}^2 \\ J = 2,80 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour b = 0,65

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,04 \times 0,65 = 3,276 \text{ KN/ml} \\ P = 10,04 \times 0,6 = 6,53 \text{ KN/ml} \\ J = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

g) Calcul des moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,276 \times 3,7^2}{8} = 4,77 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{6,53 \times 3,7^2}{8} = 9,49 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,82 \times 3,7^2}{8} = 2,65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

h) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

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

i) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \times \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0\right) + \left[\left(\frac{(h - h_0)b_0(h - h_0)}{2}\right)\right] + \eta \times A_s \times c}{(b \times h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \times A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + \left[\left(\frac{(20 - 4) \times 12(20 - 4)}{2}\right)\right] + 15 \times 3,39 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 3,39}$$

$$y_G = 12,56 \text{ cm}$$

j) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,56)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,56 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,56)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 12,56)^2$$

$$I_g = 45930,94 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients f ; λ_i ; λ_v :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,9925$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3\frac{12}{65}\right) \times 0,015} = 2,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,096$$

- Contraintes suivant les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,77 \times 10^3 \text{ N.m}}{3,39 \times 0,9925 \times 18} = 78,76 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9,49 \times 10^3 \text{ N.m}}{3,39 \times 0,9925 \times 18} = 156,69 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,65 \times 10^3 \text{ N.m}}{3,39 \times 0,9925 \times 18} = 43,76 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de μ_j ; μ_G ; μ_P :

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{Sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 43,76 + 2,1} \right] = 0,22 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 78,76 + 2,1} \right] = 0,46 \\ \mu_P = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{Sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 156,69 + 2,1} \right] = 0,66 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_f = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)} = I_G = 45930,94 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0,011} = 2,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,096$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 45930,94}{(1 + 2,74 \times 0,46)} = 22351,81 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 45930,94}{(1 + 1,096 \times 0,46)} = 33589,53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 45930,94}{(1 + 2,74 \times 0,66)} = 17990,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 45930,94}{(1 + 2,74 \times 0,22)} = 31522,36 \text{ cm}^4$$

- Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{4,77 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 22351,81} = 0,09 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{4,77 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 10818,86 \times 33589,53} = 0,18 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{9,49 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 17990,33} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{2,64 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 31522,36} = 0,03 \text{ cm}$$

- La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,18 - 0,03) + (0,22 - 0,09)$$

$$\Delta f_t = 0,28 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0,74$$

$$\Delta f_t = 0,28 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiées}$$

III-7-2 Poutrelles planchers étages :**- Sollicitations de calcul :****E.L.U :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T \max} = 10,03 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 2,36 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 6,06 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 12,00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T \max} = 7,24 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 1,70 \text{ KN.m} \\ M_{a \text{ inter } \max} = 4,37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III-7-2-1 Calcul des armatures longitudinales :**▪ En travée :**

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

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(d - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,9472 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 10,03 \text{ KN.m} < 58,9472 \text{ KN.m}$$

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

Soumise à :

$$M_{t \max} = 10,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,03 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983 \quad ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,03 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- 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 :

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

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{(65 \times 6,24^3) - ((65 - 12) \times (6,24 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,24)^3}{3}$$

$$I = 5065,80 + 10421,1415 = 15486,9418 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,5 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 3T10 \Rightarrow $A_s = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,06 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,109 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,109 \rightarrow \beta = 0,943$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,06 \times 10^3}{0,943 \times 18 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 2T 10 $\Rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x20) cm²

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,36 \times 910^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,043 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,043 \rightarrow \beta = 0,9785 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,36 \times 10^3}{0,9785 \times 18 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 ; \text{Condition non vérifiée}$$

On prend : $A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$

Donc : 1T12 $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-7-2-2 Vérification à l'E.L.S :

$$M_{tser} = 7,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = 4,37 \text{ KN.m}$$

▪ **En travées :**

a) Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 2.36 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0 \Rightarrow 32,5 + 35,4y - 637,20 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,91 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + (15 \times 2,36 \times (18 - 3,91)^2) = 8323,05 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{7,24 \times 10^3}{8323,05} \cdot 3,91 = 3,40 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En appuis :**

a) Position de l'axe neutre :

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 16,95y - 305,1 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{2,81 \text{ cm}}$$

$y = 2,81 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$; Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

b) Le moment d'inertie :

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

$$I_G = 21,67(2,81)^3 + 15 \times 1,13(18 - 2,81)^2 = 4391,57 \text{ cm}^4.$$

c) Calcul des contraintes :

- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{4,37 \cdot 10^3}{4391,57} \cdot 2,81 = 2,80 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

d) Contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 12 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,55 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

III-7-2-3 Les armatures transversales A_t (armatures de l'âme):

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), [2] on a :

a) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right\} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

b) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où: } \tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 \cdot d}$$

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

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

On calcul la distance "X": $T_{\max} = 12\text{KN}$ $T_u = \left(\frac{h}{2}\right)?$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = \frac{3,70}{2} + \frac{6,06 - 2,36}{5,90 \cdot 3,70} = 2,02 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10\text{m}$$

$$X - \left(\frac{h}{2}\right) = 2,02 - 0,10 = 1,92 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u = \frac{12 \times 1,92}{2,02} = 11,41\text{KN}$$

$T_u = 11,41 \text{ KN}$

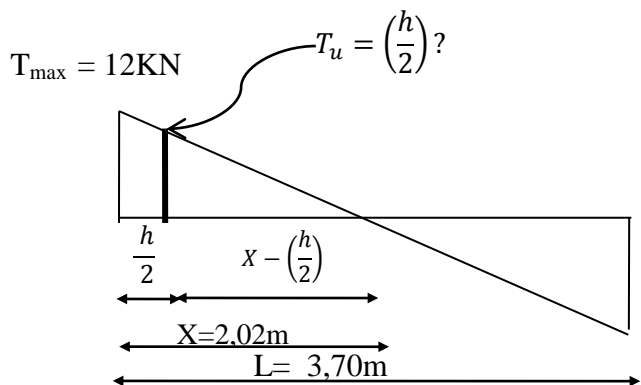
$$\text{D' où : } \tau_{\mu} = \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11,41 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,53\text{MPa}$$

$$\tau_{\mu} = \left(\frac{h}{2}\right) = 0,53\text{MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,53 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,0065 \text{ cm}$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_{\mu} \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,40\text{MPa} \right)$$



$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,53}{2}; 0,40MPa \right) = 0,4MPa$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times b_0}{fe} = \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

En prend la valeur maximale $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$,

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow At \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend : 2φ6 $\Rightarrow As = 0,57 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 (version 2003) [1] :

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

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

On adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 12 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,06 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{6,06}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 37,41 \text{ KN}$$

$$F_u = 37,41 \text{ KN} > T_u = 12 \text{ KN}$$

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

f) Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a.b_0}$$

a : la longueur d'appuis de la biellette

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 :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 12 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,014m = 1,40cm$$

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

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

c : la largeur de l'appui (poteau) = 35cm

$$a' = 35 - 2 - 2 = 31 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 1,40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

ψs : coefficient de cisaillement ψs = 1,5 pour H.A

T : effort tranchant max T = 12 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : Périmètre d'armature tendue μ = πΦ = 3,14 x 1 = 3,14 cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{12 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,79 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

-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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

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

f) Vérification de la flèche :

- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > 0,044 \quad ; \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{7,24}{15 \times 8,52} = 0,056 \quad ; \quad \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \quad ; \quad \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

G: Charge permanente après mise en place des cloisons.

P: Charge Totale ($P = G + \text{charge d'exploitation}$).

J: Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} G = 5,04 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5,04 + 1,50 = 6,54 \text{ KN/m}^2 \\ J = 2,80 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour $b = 0,65$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,04 \times 0,65 = 3,276 \text{ KN/ml} \\ P = 6,54 \times 0,6 = 4,25 \text{ KN/ml} \\ J = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

g) Calcul des moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,85 \times \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,276 \times 3,7^2}{8} = 4,77 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,85 \times \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,25 \times 3,7^2}{8} = 7,27 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,85 \times \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,82 \times 3,7^2}{8} = 2,65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

h) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

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

i) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + \left[\frac{b_0(h - h_0)(h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[\frac{12(20 - 4)(20 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36} = 12,89 \text{ cm}$$

j) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,89)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,89 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,89)^3}{3} + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 12,89)^2$$

$$I_g = 36353,06 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients f ; λ_i ; λ_v :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,9945$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) \times 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,50$$

- Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,77 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9945 \times 18} = 112,90 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7,27 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9925 \times 18} = 170,43 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,65 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9925 \times 18} = 62,85 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de μ_j ; μ_G ; μ_p :

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{Sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 62,85 + 2,1} \right] = 0,24 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 120,90 + 2,1} \right] = 0,50 \\ \mu_p = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{Sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 170,43 + 2,1} \right] = 0,38 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_f = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)} = I_G = 36353,06 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,50$$

$$I_{f_i}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 3,74 \times 0,50)} = 13933,23 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 1,50 \times 0,50)} = 22850,49 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 3,74 \times 0,38)} = 16515,93 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 3,74 \times 0,24)} = 21073,13 \text{ cm}^4$$

- Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g}$$

$$f_{G_i} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^G} = \frac{4,77 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 13933,23} = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_{G_v} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v^G} = \frac{4,77 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 10818,86 \times 22850,49} = 0,26 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^P} = \frac{7,27 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 16515,93} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_i^J} = \frac{2,65 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 21073,13} = 0,05 \text{ cm}$$

- La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,26 - 0,05) + (0,19 - 0,15)$$

$$\Delta f_t = 0,25 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,25 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,74 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-7-3 Poutrelles planchers sous-sol (+0,00) :

Tableau III-6 : les sollicitations pour la poutrelle de type 01 et 02

Type	ELU				ELS		
	M _A (KN .m) (rive)	M _A (KN .m) Inter	M _t (KN .m) (Travée)	Tu (KN)	M _A (KN. m) (rive)	M _A (KN. m) Inter	M _t (KN. m) (Travée)
01	1,446	5,50	8,53	12,86	1,046	3,98	6,16
02	2,2	6,60	7,29	13,08	1,592	4,78	5,27
Max	2,2	6,60	8,53	13,08	1,592	4,78	6,16

- Sollicitations de calcul :

E.L.U :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T \max} = 8,53 \text{ KN. m} \\ M_{\text{rive max}} = 2,20 \text{ KN. m} \\ M_{\text{inter max}} = 6,6 \text{ KN. m} \\ T_{\max} = 13,08 \text{ KN} \end{array} \right.$$

E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T \max} = 6,16 \text{ KN. m} \\ M_{\text{rive max}} = 1,592 \text{ KN. m} \\ M_{\text{inter max}} = 4,78 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

III-7-3-1 Calcul des armatures longitudinales :▪ **En travée :**

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

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(d - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,9472 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 8,53 \text{ KN.m} < 58,9472 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_{t \max} = 8,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,53 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,9855 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,53 \times 10^3}{0,98955 \times 18 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

-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 :

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

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{(65 \times 6.24^3) - ((65 - 12) \times (6.24 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6.24)^3}{3}$$

$$I = 5065.80 + 10421.1415 = 15486.9418 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 3T10 \Rightarrow $A_s = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,6 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,119 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,119 \rightarrow \beta = 0,9365 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,6 \times 10^3}{0,9365 \times 18 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en Té) :**

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 2T 10 \Rightarrow $A_s = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,2 \times 910^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,2 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 ; \text{ Condition non vérifiée}$$

On prend : $A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$

Donc : 1T12 $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-7-3-2 Vérification à l'E.L.S

$$M_{t\text{ser}} = 6,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\text{ser}} = 4,78 \text{ KN.m}$$

▪ **En travées :**

a) **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 2,36 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \Rightarrow 32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,91 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

b) **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + (15 \times 2,36 \times (18 - 3,91)^2) = 8323,05 \text{ cm}^4$$

c) **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y = \frac{6,16 \times 10^3}{8323,05} \cdot 3,91 = 2,89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

▪ **En appuis :**

a) Position de l'axe neutre :

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

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 16,95y - 305,1 = 0 \Rightarrow y = \mathbf{2,81 \text{ cm}}$$

$y = 2,81 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$; Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

b) Le moment d'inertie :

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

$$I_G = 21,67(2,81)^3 + 15 \times 1,13(18 - 2,81)^2 = 4391,57 \text{ cm}^4.$$

d) Calcul des contraintes :

- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{4,78 \cdot 10^3}{4391,57} \times 2,81 = 3,06 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} . n'est pas nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable

e) Contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,08 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,08 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,61 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

III-7-3-3 Les armatures transversales At (armatures de l'âme):

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), [2] on a :

a) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right\} = 5,71\text{mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6\text{mm}$

b) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) - 0,3k \cdot f_{ij}}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

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

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

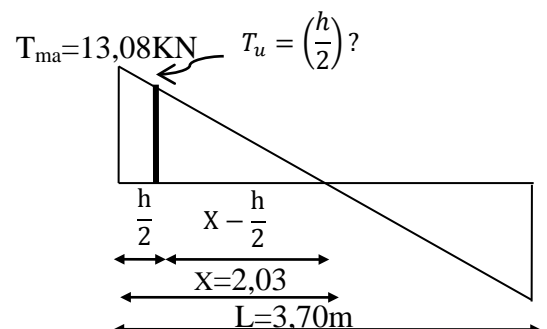
$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$

$$\text{D'où: } \tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 \cdot d}$$

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

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

On calcul la distance "X": $T_{\max} = 13,08 \text{ KN}$



$$T_u = \left(\frac{h}{2}\right)?$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = \frac{3,70}{2} + \frac{6,6 - 2,2}{6,43 \cdot 3,70} = 2,03 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$X - \left(\frac{h}{2}\right) = 2,03 - 0,10 = 1,93 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u \left(\frac{h}{2}\right) = 13,08 \times \frac{1,93}{2,03} = 12,44 \text{ KN} \quad \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = 12,44 \text{ KN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{12,44 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,58 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,0033 \text{ cm}$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,58}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{min}} \geq \frac{0,40 \times b_0}{f_e} = \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

En prend la valeur maximale $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq 0,020 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend: $2\phi 6 \Rightarrow A_s = 0,57 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 (version 2003) [1] :

- **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- **Espacement dans la zone courante**

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

On adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t=10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t=15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 13,08 \text{ KN}$$

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

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{6,6}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 40,74 \text{ KN}$$

$$F_u = 40,74 \text{ KN} > T_u = 13,08 \text{ KN}$$

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

f) Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a.b_0}$$

a: la longueur d'appuis 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 45^0 donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 13,08 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,015 \text{ cm} = 1,50 \text{ cm}$$

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

a' : largeur d'appui

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

c : la largeur de l'appui (poteau) = 45cm

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 1,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Entraînement des armatures

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9d \cdot \mu \cdot n} \leq \overline{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

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

T: effort tranchant max T=13,08KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

μ : Périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\Phi = 3,14 \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{13,08 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,86 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 0,86 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

-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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$

f) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > 0,044 \quad ; \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0_{ser}}} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{6,16}{15 \times 7,96} = 0,052 \quad ; \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \quad ; \quad \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G: Charge permanente après mise en place des cloisons.

P: Charge Totale (P = G + charge d'exploitation).

J: Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} G = 5,66 \text{KN/m}^2 \\ P = G + Q = 5,66 + 1,50 = 7,16 \text{KN/m}^2 \\ J = 2,80 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour b=0.65

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,66 \times 0,65 = 3,679 \text{ KN/ml} \\ P = 7,16 \times 0,65 = 4,654 \text{KN/ml} \\ J = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

g) Calcul des moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 0,85 \times \frac{3,679 \times 3,7^2}{8} = 5,35 \text{KN.m} \\ M_P = 0,85 \frac{PL^2}{8} = 0,85 \times \frac{4,654 \times 3,7^2}{8} = 6,77 \text{KN.m} \\ M_J = 0,85 \frac{JL^2}{8} = 0,85 \times \frac{1,82 \times 3,7^2}{8} = 2,65 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

h) Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_v = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

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

i) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \left(\frac{h_0}{2} + h - h_0 \right) + \left[\frac{b_0(h - h_0)(h - h_0)}{2} \right] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(65 \times 4) \left(\frac{4}{2} + 20 - 4 \right) + \left[\frac{12(20 - 4)(20 - 4)}{2} \right] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36} = 12,89 \text{cm}$$

j) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65.(12,89)^3}{3} - \frac{(65-12).(12,89-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,89)^3}{3} + 15.2.36.(18-12,89)^2$$

$$I_g = 36353,06 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients f ; λ_i ; λ_v :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,9945$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3\frac{12}{65}\right) \times 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,50$$

- Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,35 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9945 \times 18} = 126,64 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6,77 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9945 \times 18} = 160,25 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,65 \times 10^3 \text{ N.m}}{2,36 \times 0,9945 \times 18} = 62,73 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Calcul de μ_j ; μ_G ; μ_p :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 62,73 + 2,1} \right] = 0,24 \\ \mu_G = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 126,64 + 2,1} \right] = 0,48 \\ \mu_p = 1 - \left[\frac{1,75f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 160,25 + 2,1} \right] = 0,40 \end{array} \right.$$

- Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_f = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)} = I_G = 36353,06 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3\frac{12}{60}\right) \times 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1,50$$

$$I_{fi}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 3,74 \times 0,48)} = 14306,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^G = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 1,50 \times 0,48)} = 23249,05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 3,74 \times 0,40)} = 16020,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \times 36353,06}{(1 + 3,74 \times 0,24)} = 21073,13 \text{ cm}^4$$

- Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g}$$

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^G} = \frac{5,35 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 14306,08} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^G} = \frac{5,35 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 10818,86 \times 23249,05} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = \frac{6,77 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 16020,98} = 0,18 \text{ cm}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^J} = \frac{2,65 \times 10^7 \times (3,70)^2}{10 \times 32164,20 \times 21073,13} = 0,05 \text{ cm}$$

- La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,29 - 0,05) + (0,18 - 0,16)$$

$$\Delta f_t = 0,26 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,26 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-7-4 Plancher terrasse :

Méthode des trois moments:

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable dans ce genre des planchers, la méthode forfaitaire n'été plus applicable, donc le calcul RDM de ces poutrelles doit effectuer par « la méthode des trois moments »

a) **Motivation:** La formule des trois moments est une écriture particulière de la méthode des forces adaptée aux poutres continues.

b) Hypothèses: Nous traiterons par la suite une poutre droite posée sur $(N+2)$ appuis simples chargée par des forces concentrées ou réparties dont la direction est perpendiculaire à l'axe de la poutre.

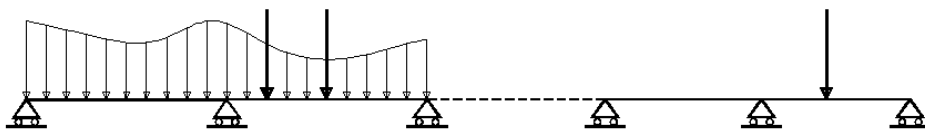


Figure III-10 : Poutre droite

Le problème posé possède une mobilité correspondant à la translation suivant l'axe de la poutre.

Si cette mobilité est gênante, il suffit de remplacer une liaison ponctuelle par une rotule.

Le problème se situe dans le plan (x, y) et est à flexion dominante. L'inertie de section et le module d'élasticité sont constants sur la poutre.

c) Notations des appuis: Les appuis sont notés C_0, C_1, \dots, C_{n+1} .

La portion de poutre $= [C_{i-1}, C_i]$ est la travée i de longueur L_i

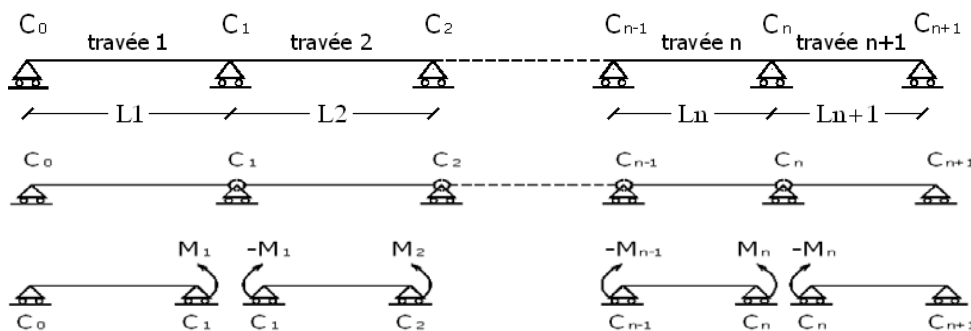


Figure III-11 : Détermination des moments selon la position de poutre (C_i)

d) Résolution:

Le problème est hyperstatique d'ordre N , on utilise la méthode des forces avec une décomposition particulière.

e) Décomposition du problème:

Plutôt que de considérer que le problème isostatique associé est une poutre sur deux appuis-dans ce cas les inconnues hyperstatiques seraient N réactions d'appuis-on introduit une rotule entre chaque travée au droit des appuis C_1 à C_n .

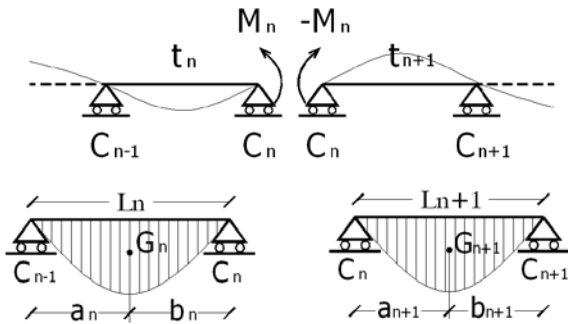
Le problème isostatique associé correspond à $N + 1$ poutres sur deux appuis correspondant à chaque travée.

Les inconnues hyperstatiques sont les moments M_i exercés par la travée $i+1$ Sur la travée i .

Le moment exercé par la travée i sur la travée $i+1$ étant $-M_i$

Les moments M_i sont également les moments fléchissant du problème hyper statique au droit des appuis.

f) Equations de continuité de la rotation : Les inconnues M_i sont calculés de façon à ce que la rotation de section soit continue ($\theta' = \theta''$)



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n ; b_n ; a_{n+1} ; b_{n+1}$: Sont des distances entre centres de gravités et les appuis adjacent.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$\theta' = \theta'' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$

D'où : q : le chargement des travées.

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

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

III-7-4-1 Etude des poutrelles Plancher terrasse :

On à deux(02) types de poutrelles.

Type 01 : poutrelles à 5 travées

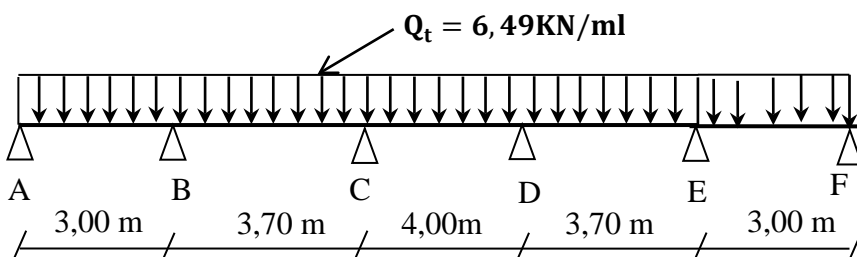


Figure III-12 : Poutrelles à 5 travées (plancher terrasse)

Type 02 : poutrelles à 2 travées

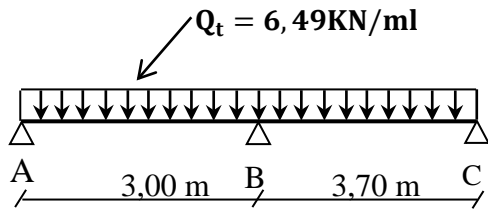


Figure III-13 : Poutrelles à 2 travées (plancher terrasse)

Exemple de calcul:

Pour La plancher terrasse : $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

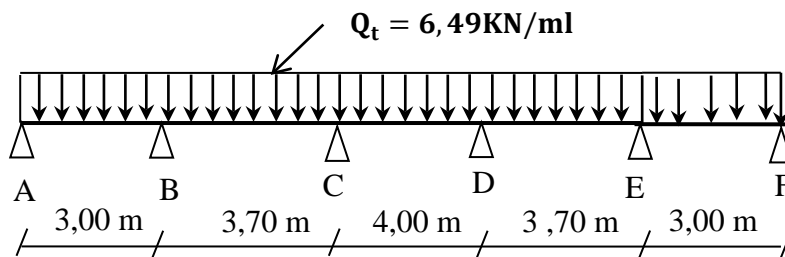
Sollicitation à l'E.L.U :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 6,28) + (1,5 \times 1,00)] \times 0,65 \dots \Rightarrow q_u = 6,49 \text{ KN/ml}$$

Sollicitation à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 = (6,28 + 1) \times 0,65 \dots \Rightarrow q_{ser} = 4,73 \text{ KN/ml}$$

Type (01) : poutrelles à 5 travées



Le calcul se fait selon la formule:

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

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

Partie AB et BC:

$$M_0^{AB} = \frac{QL^2}{8} = 7,30 \text{KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{3}{2} = 1,5 \text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n M_0^{AB} = 14,60 \text{m}^2$$

$$M_0^{BC} = \frac{QL^2}{8} = 11,11 \text{KN.m}$$

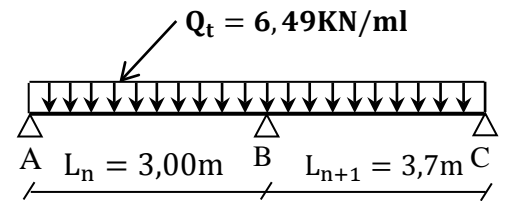
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{3,70}{2} = 1,85 \text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} M_0^{BC} = 27,40 \text{m}^2$$

$$\Rightarrow 3M_A + 2(3 + 3,70)M_B + 3,70 M_C = -6(7,3 + 13,70)$$

Avec : $M_A = -0,2M_0^{AB} = -0,2 \cdot 7,30 = -1,46 \text{KN.m}$

$$\Rightarrow 13,40M_B + 3,70M_C + 121,62 = 0$$



Partie BC et CD :

$$M_0^{BC} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = 11,10 \text{KN.m}$$

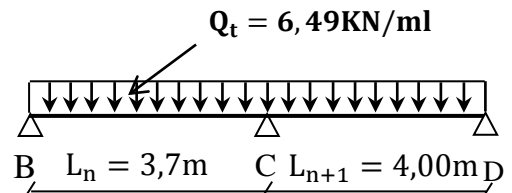
$$a_n = b_n = \frac{3,70}{2} = 1,85 \text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} L_n \cdot M_0^{BC} = 27,40 \text{m}^2$$

$$M_0^{CD} = \frac{QL^2}{8} = 12,98 \text{KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{4}{2} = 2 \text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 34,61 \text{m}^2$$



$$\Rightarrow 3,70M_B + 2(3,70 + 4)M_C + 4 M_D = -6(13,70 + 17,31)$$

$$\Rightarrow 3,70M_B + 15,4M_C + 4 M_D + 186,06 = 0$$

Partie CD et DE :

$$M_0^{CD} = \frac{QL^2}{8} = 12,98 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{4}{2} = 2\text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}L_n \cdot M_0^{CD} = 34,61\text{m}^2$$

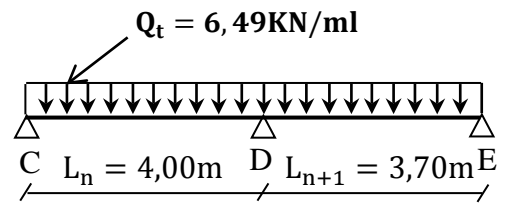
$$M_0^{DE} = \frac{QL^2}{8} = 11,10 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{3,70}{2} = 1,85\text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 27,40\text{m}^2$$

$$\Rightarrow 4M_C + 2(3,70 + 4)M_D + 3,70 M_E = -6(17,31 + 13,70)$$

$$\Rightarrow 4M_C + 15,4M_D + 3, M_E + 186,06 = 0$$



Partie DE et EF :

$$M_0^{DE} = \frac{QL^2}{8} = 11,11\text{KN.m}$$

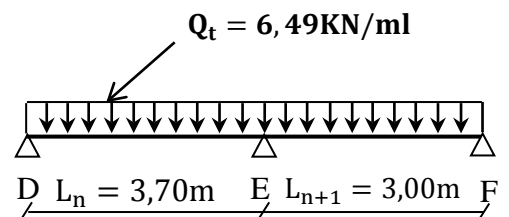
$$a_n = b_n = \frac{3,70}{2} = 1,85\text{m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}L_n M_0^{DE} = 27,40\text{m}^2$$

$$M_0^{EF} = \frac{QL^2}{8} = 7,30\text{KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{3}{2} = 1,5\text{m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}L_n M_0^{EF} = 14,60\text{m}^2$$



$$\Rightarrow 3,70M_D + 2(3,70 + 3,00)M_E + 3 M_F = -6(13,70 + 7,30)$$

$$\text{Avec : } M_E = -0,2M_0^{DE} = -0,2 \cdot 7,30 = -1,46 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 13,40M_E + 3,70M_D + 121,62 = 0$$

Après résoudre des quatre équations on aura :

$$M_A = -1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -7,49 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -8,112 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -8,346 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -6,77 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -1,46 \text{ KN.m}$$

-Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = \left[\frac{(M_A + M_B)}{2} \right] + M_0^{AB} = 2,83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = \left[\frac{(M_B + M_C)}{2} \right] + M_0^{BC} = 3,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = \left[\frac{(M_C + M_D)}{2} \right] + M_0^{CD} = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = \left[\frac{(M_D + M_E)}{2} \right] + M_0^{DE} = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = \left[\frac{(M_E + M_F)}{2} \right] + M_0^{EF} = 3,19 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (KN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (KN)} \end{cases}$$

▪ Travée AB :

$$\begin{cases} T_W = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,49 \times 3}{2} + \frac{1,46 - 7,49}{3,5} = 7,73\text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,49 \times 3}{2} + \frac{1,46 - 7,49}{3,5} = -9,94\text{KN} \end{cases}$$

▪ Travée BC :

$$\begin{cases} T_W = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,49 \times 3,7}{2} + \frac{7,49 - 8,112}{3,70} = 11,84\text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,49 \times 3,7}{2} + \frac{7,49 - 8,112}{3,70} = -12,17\text{KN} \end{cases}$$

▪ Travée CD :

$$\begin{cases} T_W = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{6,49 \times 4}{2} + \frac{8,112 - 8,346}{4} = 12,92\text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{6,49 \times 4}{2} + \frac{8,112 - 8,346}{4} = -13,09\text{KN} \end{cases}$$

▪ Travée DE :

$$\begin{cases} T_W = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = \frac{6,49 \times 3,7}{2} + \frac{8,346 - 6,77}{3,7} = 12,43\text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -\frac{6,49 \times 3,7}{2} + \frac{8,346 - 6,77}{3,7} = -11,58\text{KN} \end{cases}$$

▪ Travée EF :

$$\begin{cases} T_W = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = \frac{6,49 \times 3}{2} + \frac{6,77 - 1,46}{3} = 11,51\text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{CD}} = -\frac{6,49 \times 3}{2} + \frac{6,77 - 1,46}{3} = -7,97\text{KN} \end{cases}$$

Tableau III-7 : récapitulatif des résultats obtenus au plancher terrasse

Usage	Type	ELU				ELS		
		M _A (KN.m) (rive)	M _A (KN.m) (inter)	M _t (KN.m) (travée)	Tu (KN)	M _A (KN.m) (rive)	M _A (KN.m) (inter)	M _t (KN.m) (travée)
		Terrasse Inaccessible	01	1,46	8,346	4,75	13,09	1,406
02	2,22		8,46	5,77	10,86	1,618	6,17	4,20
Max	2,22		8,46	5,77	13,09	1,618	7,18	5,08

- Les sollicitations maximales sont :

E.L.U :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T \max} = 5,77 \text{ KN.m} \\ M_{\text{rive max}} = 2,22 \text{ KN.m} \\ M_{\text{inter max}} = 8,46 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 13,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

E.L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T \max} = 5,08 \text{ KN.m} \\ M_{\text{rive max}} = 1,618 \text{ KN.m} \\ M_{\text{inter max}} = 7,18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III-7-4-2 Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

▪ En travée :

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

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(d - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,9472 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 5,77 \text{ KN.m} < 58,9472 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_{t \max} = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,77 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,9905 \quad ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,77 \times 10^3}{0,9905 \times 18 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

- 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 :

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

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,24 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{(65 \times 6,24^3) - ((65 - 12) \times (6,24 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20 - 6,24)^3}{3}$$

$$I = 5065,80 + 10421,1415 = 15486,9418 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 13,5 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On prend : 2T10 \Rightarrow $A_s = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,46 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,150 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,150 \rightarrow \beta = 0,918$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,46 \times 10^3}{0,918 \times 18 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,1}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ cal}} = 1,47 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

On prend : 2T12 $\Rightarrow A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,22 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$; β est tirée du tableau

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,18 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,52 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition non vérifiée

On prend : $A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$

Le choix : 1T12 $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III-7-4-3 Vérification à l'E.L.S :▪ **En travées :****a) Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 ; A = 0,93 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \Rightarrow 32,5y^2 + 14,7y - 251,1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2,56 \text{ cm}$$

$$y = 2,52 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 2,52^3}{3} + (15 \times 0,98 \times (18 - 2,52)^2) = 3869,30\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,08 \times 10^3}{3869,30} \cdot 2,52 = 1,31 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,31\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En appuis:**

$$M_{ser} = 7,18 \text{ KN.m}$$

a)Position de l'axe neutre :

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

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A'=0 , A= 1,13\text{cm}^2.$$

$$32,5y^2 + 16,95y - 305,1 = 0 \Rightarrow y = 2,81\text{cm}$$

$$y = 2,81\text{cm} < 4\text{cm} ; \text{Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

b) Le moment d'inertie:

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

$$I_G = 21,67(2,81)^3 + 15 \times 1,13(18 - 2,81)^2 = 4391,79\text{cm}^4.$$

c) Calcul des contraintes :

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7,18 \cdot 10^3}{4391,79} \cdot 2,81 = 4,59 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

d) Contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,09 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,09 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,61 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

III-7- 4 -4 Les armatures transversales A_t (armatures de l'âme):

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23) [2] , on a :

a) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right\} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

b) Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow St \leq 16,20\text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

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

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

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

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

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\text{D'où: } \tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 \cdot d}$$

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

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

On calcul la distance "X": $T_{\max} = 13,09 \text{ KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_W - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = \frac{4}{2} + \frac{8,46 - 2,22}{6,49 \cdot 4,00} = 2,24 \text{ m}$$

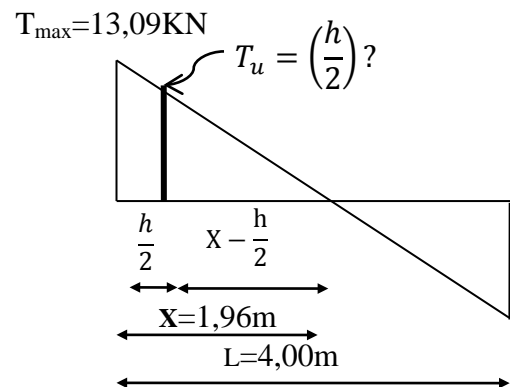
$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$X - \left(\frac{h}{2} \right) = 2,24 - 0,10 = 2,14 \text{ m}$$

$$T_{\max} = 13,09 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } T_u \left(\frac{h}{2} \right) = 13,09 \times \frac{2,14}{2,24} = 12,51 \text{ KN}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \mathbf{12,51 \text{ KN}}$$



$$D'o\grave{u}: \tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12,51 \cdot 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,58 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,003 \text{ cm}$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{0,58}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,42 \times b_0}{f_e} = \frac{0,42 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

En prend la valeur maximale $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$

Pour $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend: **2φ6** $\Rightarrow A_s = 0,57 \text{ cm}^2$ avec un espacement : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

D'après le RPA 99 (version 2003) [1] :

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_1; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

-Espacement dans la zone courante :

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

On adopte :

$$\left[\begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

e)Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{8,46 \cdot 10^3}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 52,22 \text{ kN}$$

$$F_u = 52,22 \text{ kN} > T_u = 13,09 \text{ kN}$$

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

f) Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

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

D'où $\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a.b_0}$

a: la longueur d'appuis de la biellette

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 :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85.b_0.f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2.13,09.1,5}{0,85.12.25.10} = 0,016 \text{ m} = 1,60 \text{ cm}$$

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

a' : largeur d'appui

$a' = c - c' - 2 \text{ cm}$

$c' = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

c : la largeur de l'appui (poteau) = 35cm

$a' = 35-2-2= 31 \text{ cm}$

$a = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \geq 2,40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

g) Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = \frac{T}{0,9d. \mu. n} \leq \tau_{\text{user}} = \psi_s. f_{t28}$$

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

T: effort tranchant max $T=13,09 \text{ KN}$

n: nombre d'armatures longitudinales tendues $n = 2$

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi\Phi = 3,14 \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{13,09 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 2 \times 10^2} = 1,29 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{ser} = 1,28 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

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

f) Vérification de la flèche

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0,05 > 0,044 \quad ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{7,18}{15 \times 9,46} = 0,051 \quad ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

III- 8 Ferrailage de 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 :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e [\text{MPa}]} \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si} \quad l < 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4}{f_e [\text{MPa}]} \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si} \quad 50 \text{ cm} < l = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervure

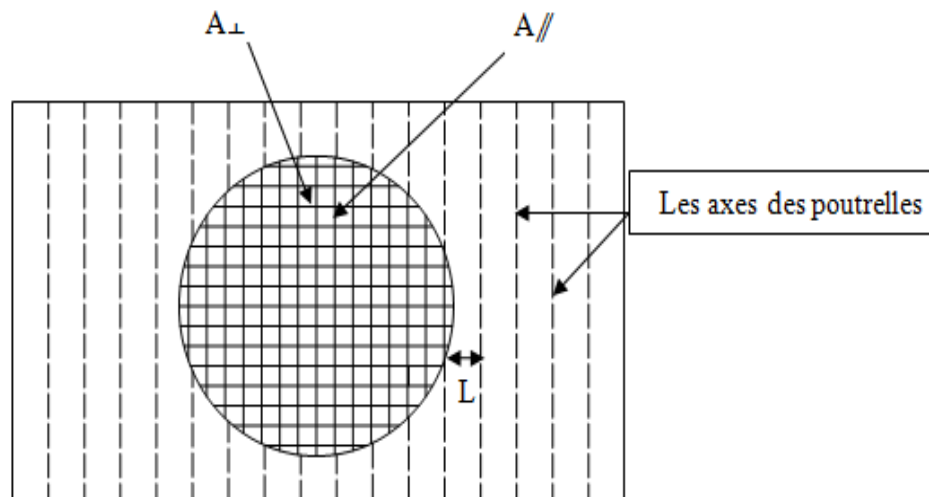


Figure III-14: Ferrailage de la dalle de compression

- Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

$$A_{\perp} \geq 1,11 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

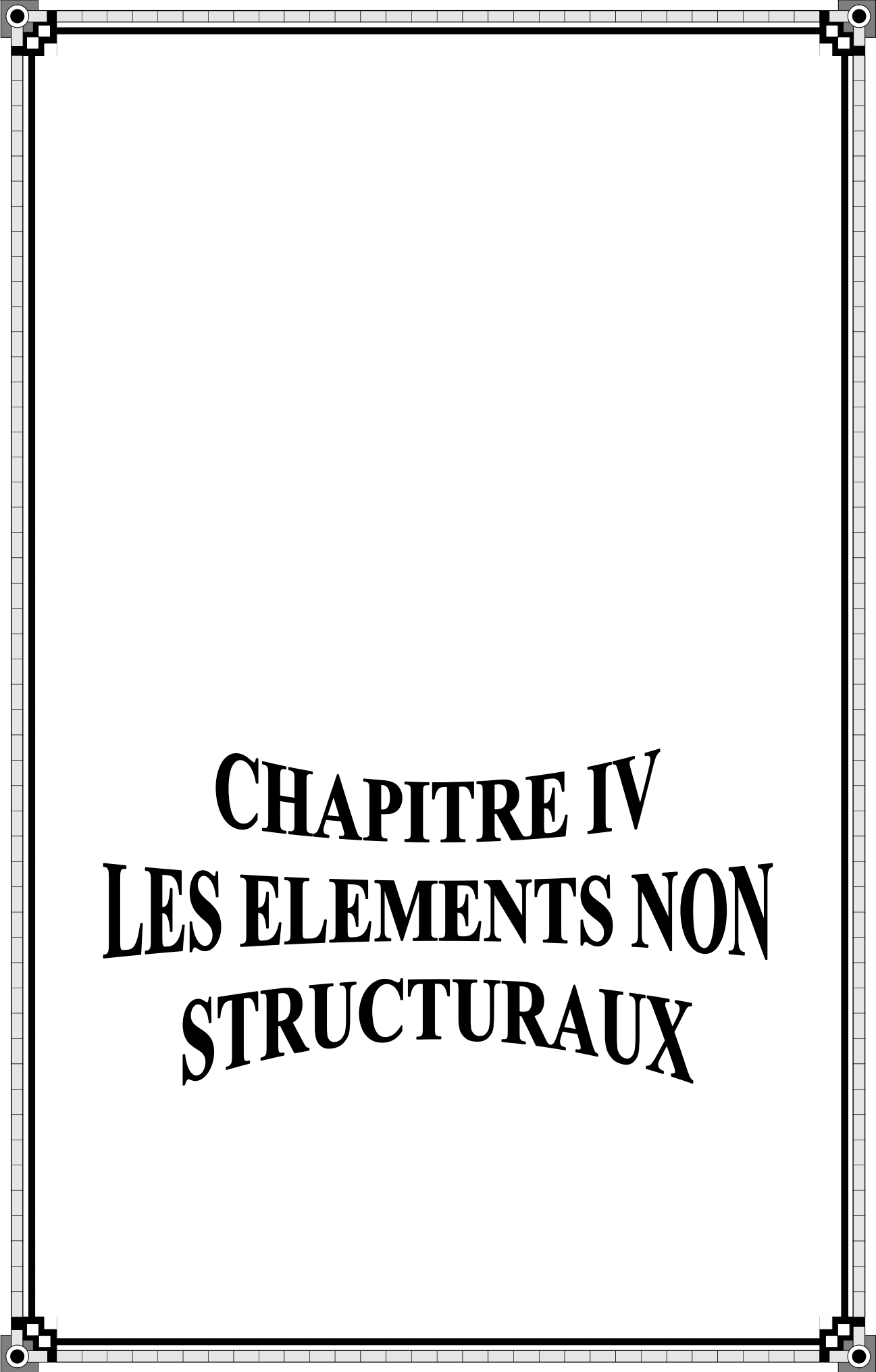
$$A_{//} \geq \frac{1,18}{2} = 0,59 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

On prend un quadrillage en $6 \phi 5$ avec un espacement de 25cm.

Plancher Terrasse	<p>1T12</p> <p>2T10</p> <p>1T10supplémentaire</p>	<p>2T12</p> <p>2T10</p> <p>1T10supplémentaire</p>	<p>2T12</p> <p>2T10</p> <p>1T10supplémentaire</p>
	Appuis de rive	Travée	Appuis intermédiaire
	Plancher Etages Courants	<p>1T12</p> <p>3T10</p>	<p>2T10</p> <p>3T10</p>
Appuis de rive		Travée	Appuis intermédiaire

Plancher RDC			
	Appuis de rive	Travée	Appuis intermédiaire
Plancher – Sous – Sol			
	Appuis de rive	Travée	Appuis intermédiaire

Tableau III-8 : récapitulatif de ferrailage des poutrelles



CHAPITRE IV
LES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

IV-1 Acrotère :

IV-1-1 Introduction

L'acrotère est un couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute, Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

IV-1-2 Dimensions:

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi a des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

IV-1-3 Calcul des sollicitations:

a) Poids propre:

$$S = \left[\frac{0,03(0,2 + 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

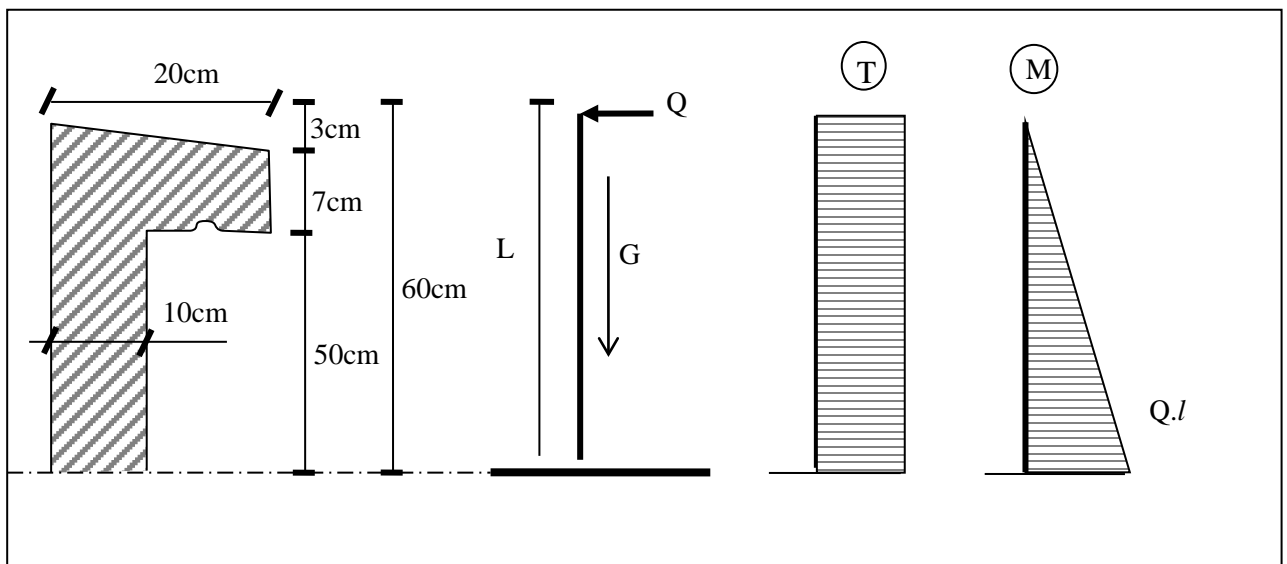


Figure IV-1 : Représentation des actions agissantes sur l'acrotère

b) Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00\text{KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,71 = 2,31\text{KN/ml}$$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

c) Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2\text{cm}$

$$\text{d) Le centre de pression: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

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

IV-1- 4 Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,31 \times \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97\text{KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337 \times h t - 0,81 \times c') f_{bc} \times b \times h t$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,31 - 0,97 = -0,80\text{KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,79\text{KN.m}$$

$$-0,81\text{KN.m} < 24,79\text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

IV-1-5 Calcul du ferrailage E. L. U. R :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 14,17} = 0,0084$$

- Verification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

Avec :

$$1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,378 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,243 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{ser} = G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9ht = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45 d}{e_{ser} - 0,185 d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T6 p.m** $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; S_t = 33 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit $4\phi 6 \text{ p.m}$**

IV-1-6 Vérification des contraintes (E. L. S) :

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

$$M_{ser} = 1,71 \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,65 \text{ K.N.m}$$

$$M_{ser} = 0,65 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{m28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 69,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

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

Cp: facteur de force horizontale Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,71 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,71 \cdot 0,8 = 0,82\text{KN}$$

$$F_p = 0,82\text{ KN} < 1,5Q = 1,5\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

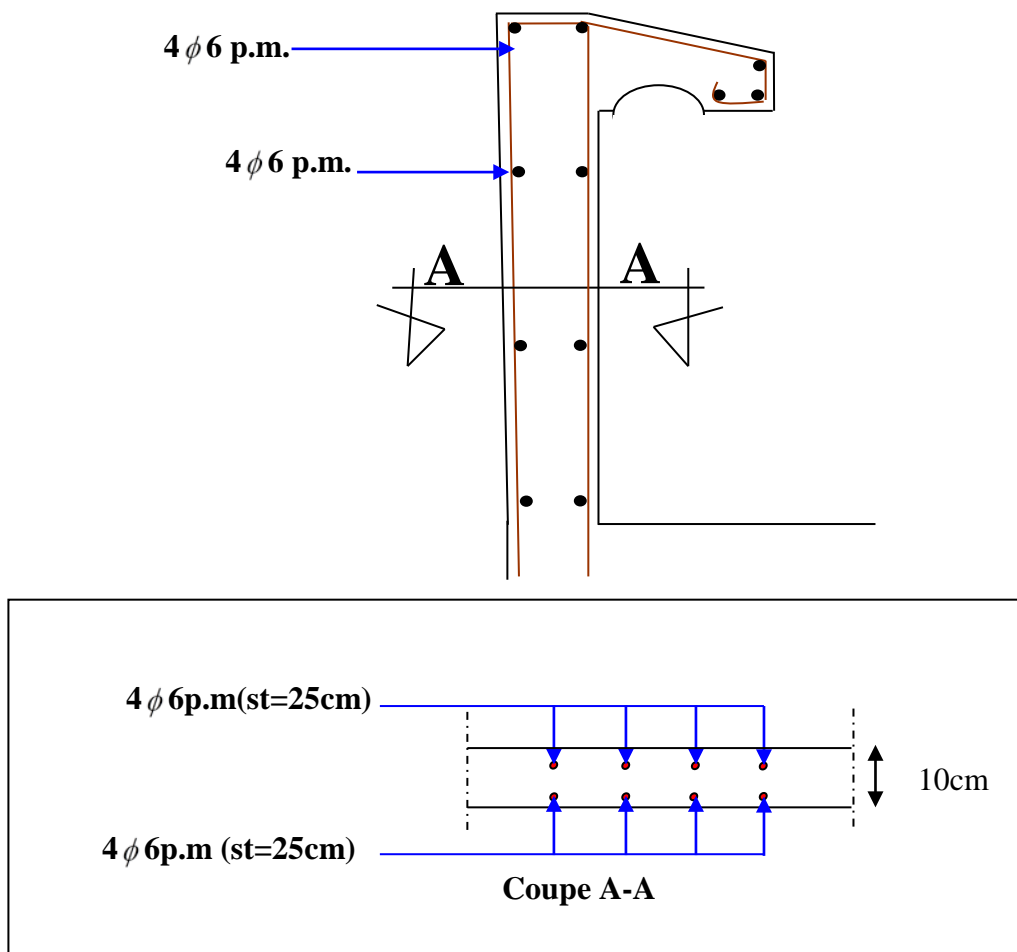


Figure IV-2 : Schéma du ferrailage d'acrotère

IV-2 Balcon :**IV-2-1 Introduction :**

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

On a :

Suivant L_y : encastré au poutre

Suivant L_x : encastré au deux consoles

Avec : $L_x = 1,20$ m

$$L_y = 3,60 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{3,60} = 0,33 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans un seul sens (suivant } L_x)$$

Donc le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes:

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$
- Isolation acoustique $h_0 \geq 12 \text{ cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11 \text{ cm}$ pour 2 heurs de coup feu

Donc on adopte $h_0 = 15 \text{ cm}$

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes

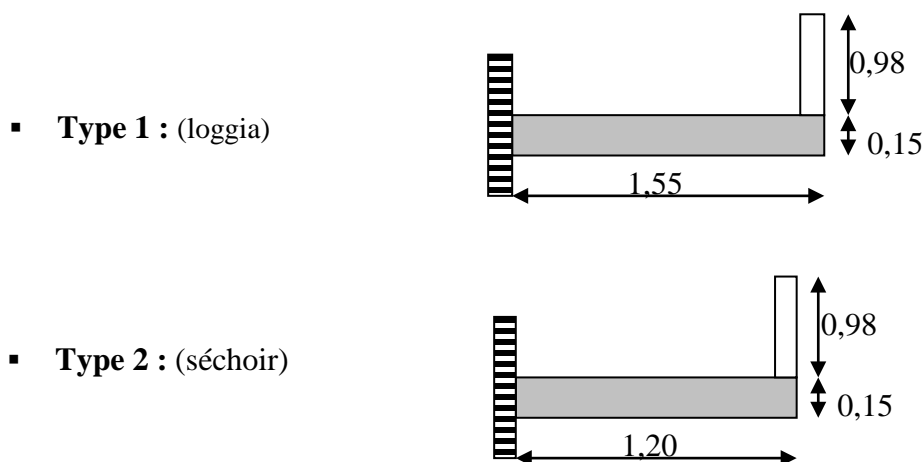


Figure IV-3 : Types des balcons

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

IV-2-2 Descente de charge :

Tableau IV-1: Descente de charge

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
				$\Sigma G = 5,25$

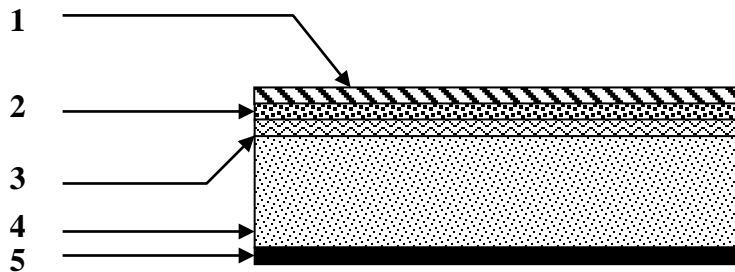


Figure IV-4: Descente de charge

Poids propre : $G = 5,25 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 12,33 \times 1 = 12,33 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,25 + 3,5 = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul de la charge concentrée

Le balcon supporte deux charges concentrées différentes ; pour le calcul des sollicitations.

On à :

- Poids propre du mur :

$$P = \gamma \times b \times h \times l = 13 \times 0,1 \times 0,98 \times 1 = 1,27 \text{ KN}$$

$$P_U = 1,35P = 1,72 \text{ KN}$$

$$P_S = 1,27 \text{ KN}$$

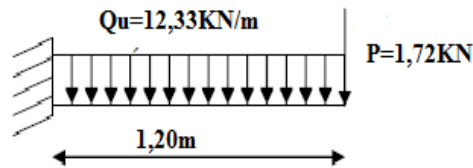
- Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max :

Figure IV-5 : Schéma statique du séchoir

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -10,95 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 16,53 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

IV-2-3 Ferrailage du balcon :

La section a calculé (100x15) ; $d=0,9 h$; on prend $d=13.5\text{cm}$

A l'E.L.U : $M_{\max} = 10,95 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10,95 \times 10^3}{14,17 \times 13,5^2 \times 100} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow A_{s'} = 0$$

$$\beta = 0,986$$

$$A_{sx} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,95 \times 10^3}{0,986 \times 13,5 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau IV-2 : Ferrailage de balcon type 02

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	$A_r = \frac{A_s}{4}$	A _{adop} (cm ² /ml)
10,95	0,042	0,986	0	2,36	4T10 Pm A _s =3,14 St=25cm	0,78cm ²	4T6 As=1,13 St=25cm

IV-2-4 Vérifications :

- Condition de non fragilité :

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

A_{sx} = 2,36 cm² > Amin = 1,63 cm²/mlCondition Vérifiée.

Le choix : 4T10 ⇒ A_s = 3,14cm².....Condition vérifiée

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{16,53 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10.f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}..(\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}.....\text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{16,53 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 1,08 \text{ MPa}$$

n = 4 : nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}.....\text{condition vérifiée}$$

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

$$Q_{ser} = G+Q = 8,75\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = 7,83\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = 7,83\text{KN.m}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d-y) = 0 \quad A_s = 3,14\text{cm}^2$$

$$50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13\text{cm} \text{ (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée)}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + \eta A_s(d-y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{7,83 \times 10^3}{6087,13} \times 3,13 = 4,03\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,03\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202)\text{MPa} = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7,83 \times 10^3}{6087,13} (13,5 - 3,13) = 200,09\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 200,09\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec : } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,68 \text{ cm}$$

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

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

- Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100(7,68)^3}{3} + \frac{100(7,32)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 7,68)^2 = 29768,99 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,20)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 29768,99} \left[\frac{8,75 \times 1,20}{8} + \frac{1,27}{3} \right] = 0,03 \text{ cm}$$

$$F = 0,03 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,03 \text{ cm} < F_{adm} = 0,48 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau IV-3: Récapitulatif des armatures des différents types des balcons

Type	01	02
M_u (KN. m)	17,47	10,95
T_u (KN)	20,83	16,53
M_{ser} (KN. m)	12,48	7,83
A_{cal} (cm ² /ml)	3,85	2,36
A_{min} (cm ² /ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p. m)	4T12	4T10
$A_{dopté}$ (cm ² /ml)	4,52	3,14
A_r (cm ² /ml)	1,13	0,79
Choix d'acier (p. m)	4T6	4T6
σ_{bc} (MPa)	5,86	4,03
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
τ_u (MPa)	0,15	0,12
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,11	0,33
F_{adm} (cm)	0,62	0,48

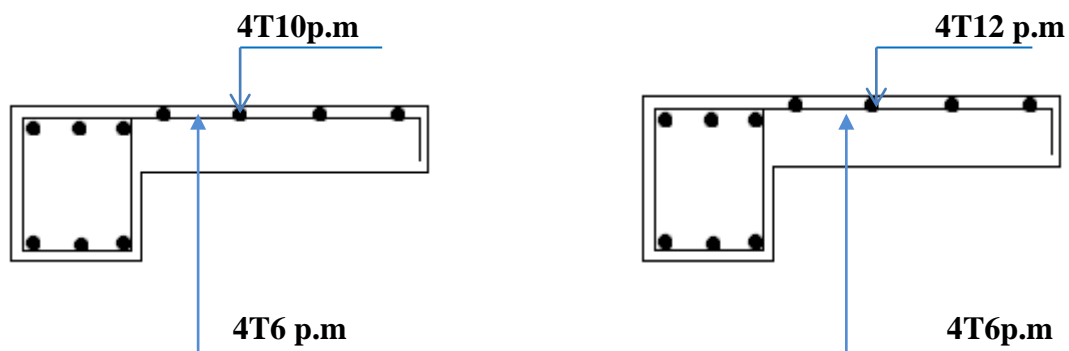


Figure IV-6 : Schéma de ferrailage du balcon (Type 01 et Type 02)

IV-3 Escaliers :**IV-3-1 Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage entre les différents niveaux d'un bâtiment, dans notre cas on distingue un seul type d'escalier, c'est un escalier a deux volées, la seule différence est dans la hauteur d'étage.

IV-3-2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe on l'appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour

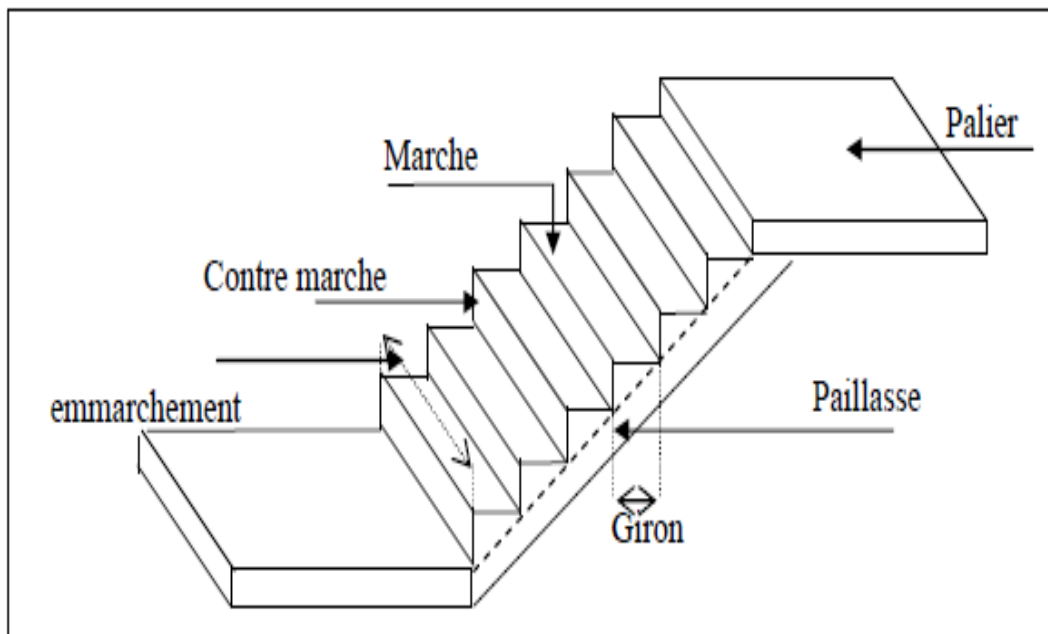


Figure IV-7 : Schéma d'un escalier

IV-3-3 Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL (pour une volée d'escalier).

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h+g=64 \text{ cm}$,

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage : $H = h \times n = \frac{h_e}{2}$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1). g$

▪ **Dimensionnement des marches et contre marches :**

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \\ L = (n - 1). g \Rightarrow g = \frac{L}{(n - 1)} \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : $m n^2 - (m+L + 2H) n + 2H = 0$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$

$$H = \frac{340}{2} = 170 \text{ cm et } L = 270 \text{ cm}$$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 674n + 346 = 0$

La solution de l'équation est : **$n=10$ (nombre de contremarche)**

Donc : **$n-1=9$ (nombre de marche)**

Puis:

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \quad ; \quad \text{donc on prend : } h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n - 1)} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ et } 59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$$

L'inégalité est vérifiée, on a 9 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

▪ **Epaisseur de la paillasse (e_v):**

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 10,34 \leq e_v \leq 15,52\text{cm}$$

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

▪ **Epaisseur de palier (e_p) :**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos\alpha} = \frac{15}{0,87} = 17,24\text{ cm}$$

On prend : $e_p = 18\text{cm}$.

IV-3-3 Descente de charges :

a) **paillasse :**

Tableau IV-4: Evaluation des charges et surcharges (paillasse)

N°	Désignation	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal ($e=3\text{cm}$)	0,60
2	Mortier de ciment horizontal ($e=2\text{cm}$)	0,40
3	Revêtement en carrelage vertical : $\text{CH} \times \frac{h}{g}$	0,34
4	Mortier de ciment vertical : $\text{MH} \times \frac{h}{g}$	0,23
5	Poids propre de la paillasse : $\frac{e_{\text{paillasse}} \cdot \gamma_{\text{BA}}}{\cos\alpha}$	4,31
6	Poids propre des marches $\gamma_B \times \frac{h}{2}$	1,87
7	Enduit en plâtre ($e=15\text{cm}$)	0,17
		$\Sigma G = 7,92$

▪ Charge permanente : $G=7,92\text{KN/m}^2$

▪ Charge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = 14,14\text{KN/ml} \\ q_{\text{ser}} = (G + Q) \cdot 1\text{m} = 10,42\text{KN/ml} \end{cases}$$

b) Palier :

Tableau IV- 5 : Evaluation des charges et surcharges (palier)

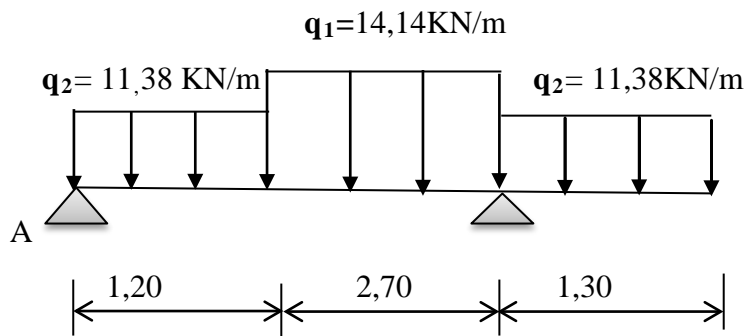
N=0	Désignation	Poids (KN /m ²)
1	Poids propre du palier $e_{palier} \times \gamma_{BA}$	4,50
2	Carrelage (3cm)	0,60
3	Mortier de pose (2cm)	0,40
4	Enduit en plâtre(1,5)	0,15
		$\Sigma G= 5,65$

- Charge permanente : $G = 5,65 \text{KN/m}^2$
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$
- $$\begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q). 1\text{m} = 11,38 \text{KN/ml} \\ q_{ser} = (G + Q). 1\text{m} = 8,15 \text{KN/ml} \end{cases}$$

IV-3-4-Détermination des sollicitations à l'E.L.U. :

- Charge due au paillasse : $q_1 = 14,14 \text{KN/ml}$
- Charge due au palier : $q_2 = 11,38 \text{KN / m}$

- Schéma statique de l'escalier :



$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{14,44 - 11,38}{11,38}$$

$$= 26,88\% > 10\%$$

On garde le schéma statique réel

Avec :

- Calcul du moment maximal :

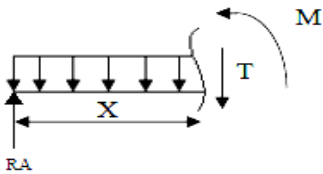
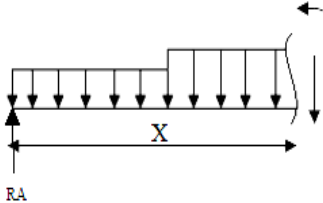
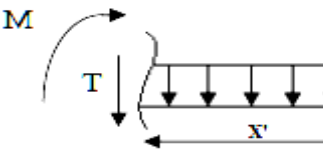
$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 11,38 \times 1,20 - 14,14 \times 2,70 - 11,30 \times 1,30 = 0$$

$$R_A + R_B = 66,63 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3,9R_A - 11,38 \times 1,20 \left(\frac{1,20}{2}\right) - 14,14 \times 2,70 \left(\frac{2,70}{2} + 1,2\right) - 11,30 \times 1,30 \left(\frac{1,30}{2} + 3,90\right) = 0$$

$$R_B = 44,32 \text{KN}$$

$$R_A = 22,31 \text{KN}$$

Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$ 	$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T + 22,31 - 11,38x$ $\Rightarrow T(x) = -11,38x + 22,31$ $x=0 \Rightarrow T(0) = 22,31 \text{KN}$ $x=1,2 \Rightarrow T(1,2) = 8,65 \text{KN}$	$\sum M/0 = 0 \Rightarrow$ $M(x) + \frac{11,38x^2}{2} - 22,31x = 0$ $\Rightarrow M(x) = -5,65x^2 + 22,31x$ $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{KN.m}$ $x=1,2 \Rightarrow M(1,2) = 18,58 \text{KN.m}$
$1,20 \leq x \leq 3,9 \text{ m}$ 	$\sum f_v = 0 \Rightarrow$ $-T + 22,31 - 11,38(1,2) - 14,14(x - 1,2) = 0$ $\Rightarrow T(x) = -14,14x + 25,62$ $x=1,2 \Rightarrow T(1,2) = 8,65 \text{KN}$ $x=3,9 \Rightarrow T(3,9) = -29,53 \text{KN}$	$\sum M/0 = 0$ $\Rightarrow M(x) - 22,31x + 11,38(1,2)$ $\left(\frac{x-1,2}{2}\right) + 14,14(x-1,2) \left(\frac{x-1,2}{2}\right) = 0$ $M(x) = -7,07x^2 + 25,62x - 1,99$ $M(1,2) = 18,58 \text{KN.m}$ $M(3,9) = -9,62 \text{N.m}$ $M(1,81) = 21,22 \text{KN.m}$
$0 \leq x' \leq 1,30 \text{ m}$ 	$\sum f_v = 0$ $\Rightarrow -T + 11,38x' = 0$ $T = 11,38x'$ $T(0) = 0 \text{KN}$ $T(1,30) = 14,79 \text{KN}$	$\sum M/0 = 0$ $\Rightarrow M(x') + 5,69x'^2$ $\Rightarrow M(x') = -5,69x'^2$ $x'=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{KN.m}$ $x'=1,30 \Rightarrow M(1,30) = -9,62 \text{KN.m}$

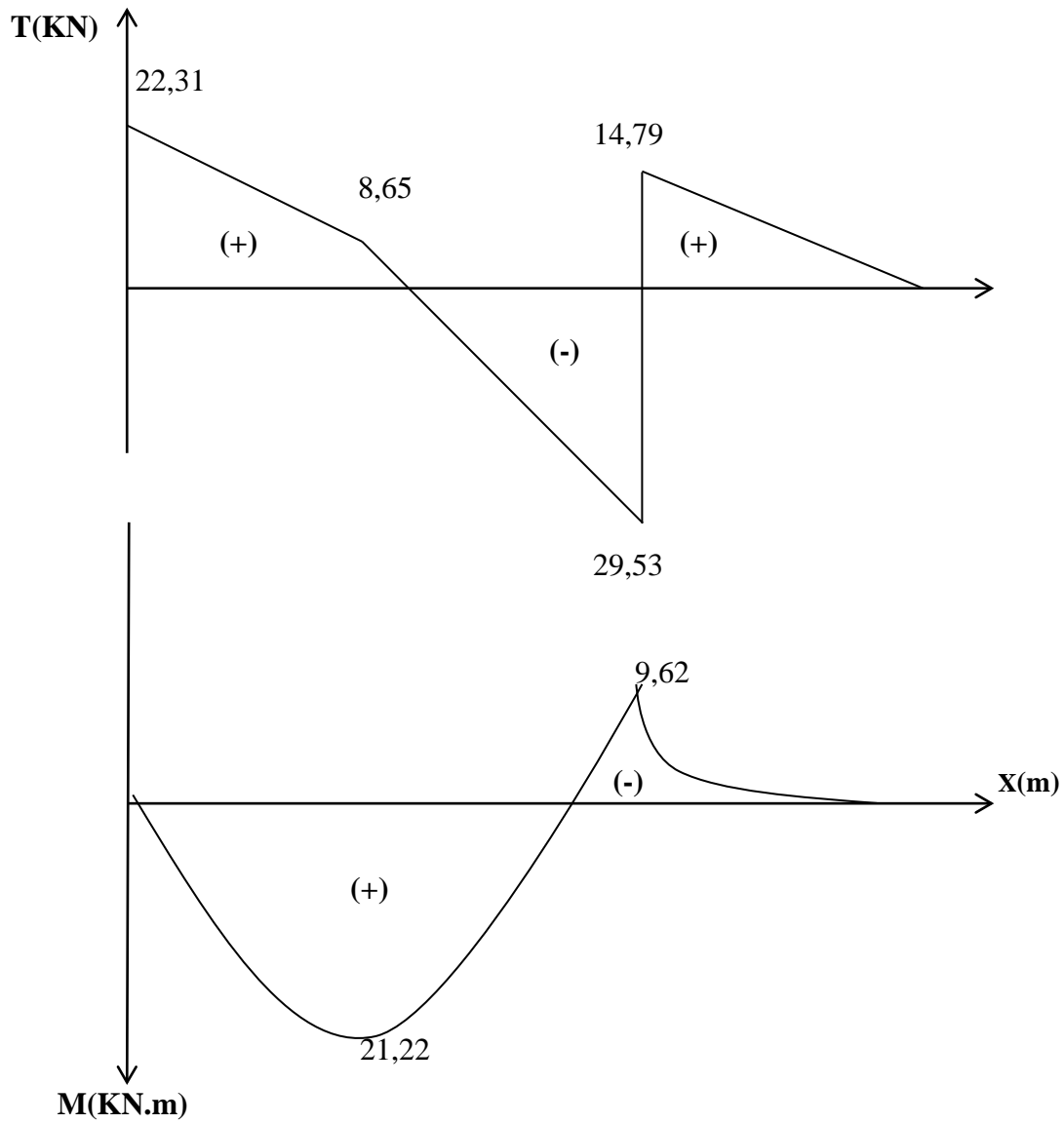


Figure IV-8 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (escalier)

IV-3-5 Calcul du Ferrailage :

Donc : $M_{max} = 21,22 \text{KN.m}$ ($x=1,81\text{m}$)

D'où : $M_T = 0,85 \cdot 21,22 = 18,04 \text{KN.m}$

$M_a = 0,40 \cdot 21,22 = 8,49 \text{KN.m}$

Tableau IV-6 : Ferrailage d'un escalier

Caractéristique	ht=15cm ha=18cm	b=100cm	Fe=400	$\sigma_s = 348 \text{MPa}$	dt=0,9.h=13,5cm da=0,9.h=16,2cm		
/	M(KN.m)	μ	β	A_{cal} (cm^2)	$A_{ad}(\text{cm}^2)$	$A_r = A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	18,04	0,061	0,968	3,96	5T12/ml =5,66 cm^2 St=25cm	1,42	4 ϕ 8/ml =2,01 cm^2 St=25cm
Sur Appuis	8,49	0,023	0,9885	1,52	3T10/ml =2,36 cm^2 St=30cm	0,59	3 ϕ 6/ml =0,85 cm^2 St=25cm

Tableau IV-7 : Vérifications

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / Fe = 1,30 \text{cm}^2$	$A = 3,96 \text{cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{29,53}{100 \times 16,2} \times 10 = 0,18 \text{MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A_{min} \geq \frac{1,15}{Fe} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$ $A_{min} \geq \frac{1,15}{400} \left(29,53 \times 10^{-3} + \frac{849}{0,9 \times 16,2} \right) = 0,17 \text{cm}^2$ $A_{adm} = 2,35 \text{cm}^2$	$A_{adm} = 2,35 \text{cm}^2$ $A_{adm} > A_{min}$ Condition vérifiée

-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$M_0 = 15,63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 13,28 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 6,25 \text{ KN.m}$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 13,28 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 5,66 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

- Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 84,9y - 1146,15 = 0 \Rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 9795,47 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{13,28 \times 10^3}{9795,47} \times 4,01 = 5,43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Sur appui :**

$$M_{aser} = 6,25 \text{ KN.m}, \quad A_s = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 35,4y - 573,48 = 0 \Rightarrow y = 3,05 \text{ cm}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 7067,21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6,25 \times 10^3}{7067,21} \times 3,05 = 2,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau IV-8 : Vérification de La flèche Selon le B.A.E.L 91[2]

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	$0,05 \geq 0,033$	Condition vérifiée
$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{F_e}$	$0,0042 \leq 0,005$	Condition vérifiée

IV-3-6 Etude de La poutre palière:

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

a) Dimensionnement:

Selon le BAEL91 [2] , le critère de rigidité est:

L : la portée de la poutre L = 430 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,60 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b) Vérification des conditions RPA99 (version 2003) [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{40}{30} = 1,3 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

c) Charge supportée par la poutre:

-Poids propre de la poutre : $0,4 \times 0,30 \times 25 = 3,00 \text{ KN/m}$

-Poids du mur situé sur la poutre : $2,62 \times (1,70 - 0,40) = 3,41 \text{ KN/m}$

- La charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}$

-Réaction du palier sur la poutre $R_a = 22,31 \text{ KN/m}$

On a: $q_u = [1,35 (3,00 + 3,41) + 22,31 + 1,5 \times 2,5] + 22,31 \text{ KN/m} = 34,71 \text{ KN/m}$

$$q_{ser} = 3 + 3,41 + 22,31 + 2,50 = 31,22 \text{ KN/m}$$

d) Calcul des sollicitations (E.L.U) :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 34,71 \times \frac{(4,30)^2}{8} = 80,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 68,19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \cdot M_0 = 32,09 \text{ KN.m}$$

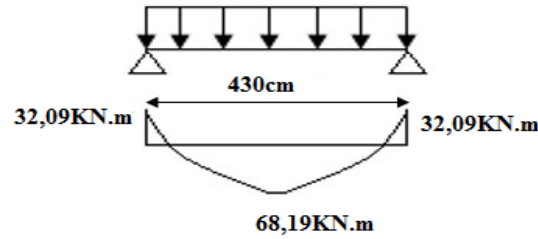


Figure IV- 9 : Diagramme des moments que subit la poutre palière.

Tableau IV- 9 : Le Ferrailage de la poutre palière

Caractéristique	h =40cm	b =30cm	d = 0,9h=36cm	$\sigma_s =348\text{Mpa}$	Fe=400MPa
	M (KN. m)	μ	β	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{dopté}}$
En travée	68,19	0,123	0,934	5,82	$A_S=6,98\text{cm}^2$ 3T10 +3T14
Sur appui	32,09	0,058	0,970	2,64	$A_S=3,39$ 3T12

IV-3-7 Vérifications:

- Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2/\text{ml}$$

En travée : $6,98 \text{ cm}^2 > 1,30\text{cm}^2$

En appuis : $3,39\text{cm}^2 > 1,30\text{cm}^2$

- Vérification de la contrainte de compression du béton:

$Q_{\text{ser}} = 31,22\text{N/m}$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 31,22 \times \frac{(4,30)^2}{8} = 72,15 \text{ KN. m}$$

$M_{\text{tser}} = 0,85 \times 72,15 = 61,33 \text{ KN. m}$

$M_a = 0,4 \times 72,15 = 28,86 \text{ KN. m}$

▪ **En travée :**

-Position de l'axe neutre: $A_s = 6,98 \text{ cm}^2$; $d = 36 \text{ cm}$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$y = 12,74 \text{ cm}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 77323,57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{61,33 \times 10^3}{77323,57} \times 12,74 = 10,10 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10,10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sur appui:**

$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$; $\Rightarrow y = 9,48 \text{ cm}$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 44283,05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28,86 \times 10^3}{77323,57} \times 9,48 = 6,18 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} = 31,22 \times \frac{4,30}{2} = 67,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{67,12 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

IV-3-10 Armatures transversales A_t :

a) Diamètre des armatures A_t :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_L\right\} = \min\{11,43\text{mm}; 30\text{mm}; 10\}$$

On prend $\Phi_t = 8\text{mm}$

b) Espacement S_t :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \min\{32,4; 40\}\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) [1]

Zone nodale $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\Phi_L\} = \min\{15\text{cm}; 10\} = 10\text{cm}$

Zone courante $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\Phi_L\} = \min\{15\text{cm}; 10\} = 10\text{cm}$

c) Ancrage des armatures tendues:

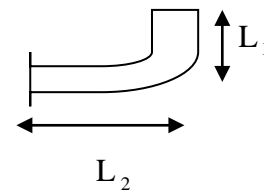
$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

On prévut une courbe égale à : $r = 5,5\Phi = 7,7\text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r\right) = 36 - (2,50 + 0,70 + 7,70) = 25,10\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 2,19 \times 7,70 - 25,10}{1,87} = 3,96\text{cm}$$



IV-3-11 Calcul de la flèche :

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	Vérification	
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{40}{430} = 0,093 > 0,0625$	Condition vérifiée
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10 \cdot M_0}$	$\frac{40}{430} = 0,093 \geq \frac{61,33}{10 \cdot 72,15} = 0,0085$	Condition Vérifiée
$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq 4,2f_e$	$\frac{2,36}{30,36} = 0,0022 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer

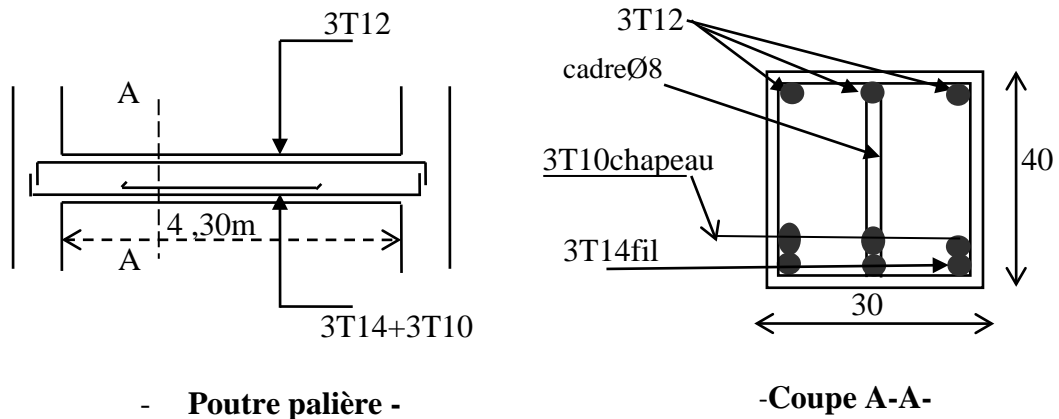


Figure IV-10: Ferrailage de la poutre palière

IV-3- 12 Etude escalier d'étage courant :

On distingue deux volées

Pour une hauteur d'étage de 3,06 m

$$H = \frac{306}{2} = 153\text{cm et } L = 240\text{cm}$$

n=9 (nombre de contre marche)

n-1= 8 (nombre de marche)

h : La hauteur de la marche (contre marche) h=17cm

g : Largeur de la marches g=30cm

▪ **En travée :**

On prend : 5T12 $\Rightarrow A_s = 5,66\text{cm}^2 /\text{ml}$ et st = 25 cm

▪ **Sur appuis :**

On prend : 3T10 $\Rightarrow A_s = 2,36\text{ cm}^2 /\text{ml}$ et st= 25 cm

IV-4 L'ascenseur :**IV-4-1 Introduction :**

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

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

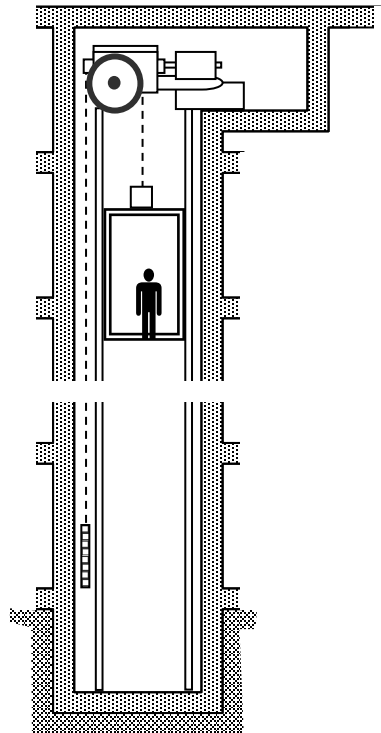


Figure IV-11 : Coupe longitudinale de la cage d'ascenseur

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 :

P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

Q : la charge en cabine

P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (DTI75-1), la charge nominale est de 675 kg pour 5 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Les dimensions sont :

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,5 m
- hauteur : 2,5 m
- la largeur de passage libre : 0,86m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 27,32m

La surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,5) \times 2,5 = 10,75 \text{ m}^2$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Soit (S) la surface des parois :

Tableau IV-10: Le poids mort

Poids de la cabine : $S=(2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,5 = 10,75$	$M1 = 11,5 \times 10,75 \times 1,40 = 173,075 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=2,00 \times 2,50 = 5,00 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 5,0 = 550 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 5,0 = 100 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,50) = 180 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1303,08 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1303,08 + \frac{675}{2} = 1640,58 \text{ kg}$.

IV-4-3 Calcul de la charge total q_u :

IV-4-3-1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202) [4] , la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre du poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

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

On a : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots (1)$

C_s : coefficient de sécurité du câble $C_s = 12$;

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

Et : **$M = Q + P_m + M_g \dots \dots (2)$**

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q+P) = 12(675+1303,08) = 23736,96 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{23736,96}{0.85} = 27925,83 \text{ kg}$$

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

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ..)

n : nombre des câble

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{27925,83}{8152 \times 2} = 1,71 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

IV-4-3-2 Le poids des câbles (M_g)

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

m : la masse linéaire du câble $m=0,515 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 27,32m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 27,32 = 28,14 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1033,08 + 28,14 = 1736,22 \text{ kg}$$

IV-4-3-3 Vérification de C_r :

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

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1736,22} = 15,96 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV-4-3-4 Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale : $G = 1303,08 + 651,54 + 1200 + 28,14 = 3182,76 \text{ kg}$
- la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5309,23 \text{ kg}$$

IV- 4- 4 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = 5309,23 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5309,23}{4} = 1327,31 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 [2] la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10 x10) cm²

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

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

$$\Rightarrow 0.045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 11250.22 \text{ kg} > q_0 = 1588,04 \text{ kg}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

IV-4-5 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

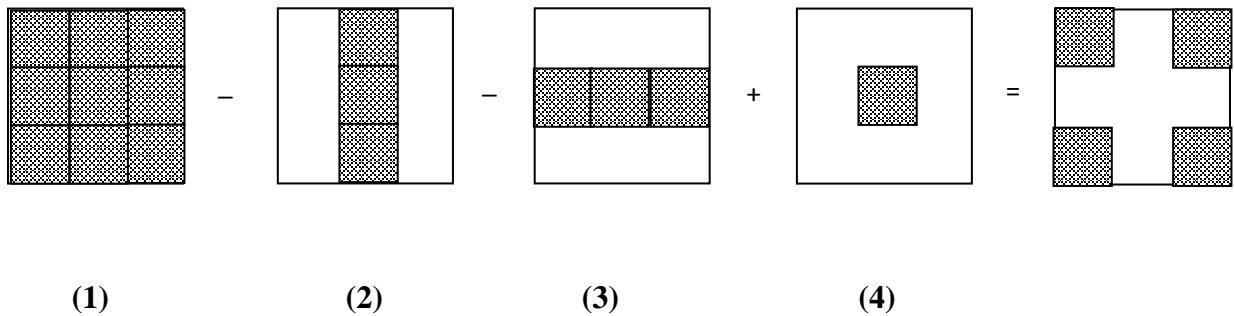


Figure IV-12 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

- Distances des rectangles :

1) le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U=105 \text{ cm} \\ V=140 \text{ cm} \end{cases}$$

2) le rectangle (2):

$$\begin{cases} U = 55 \text{ cm} \\ V = 140 \text{ cm} \end{cases}$$

3) le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 105 \text{ cm} \\ V = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

4) le rectangle (4)

$$\begin{cases} U=105\text{cm} \\ V=90\text{cm} \end{cases}$$

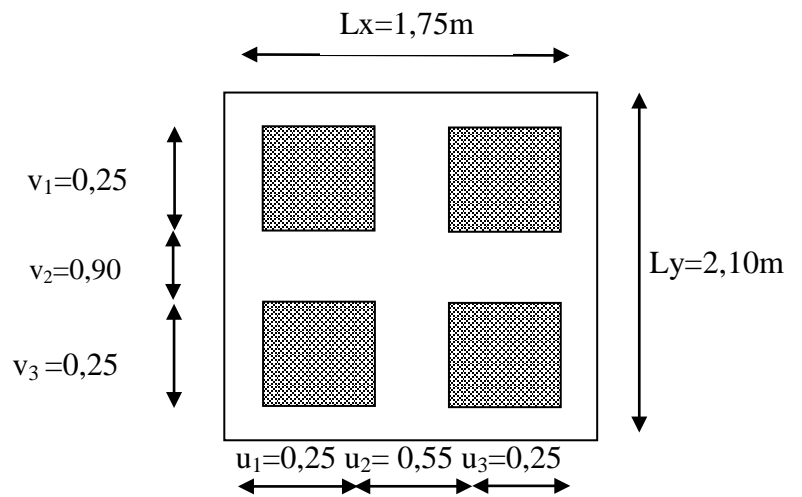


Figure IV- 13 : Dessin montrant la concentration des charges

-Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec v : coefficient de Poisson

À L'E L U ($v = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1P \\ M_y = M_2P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm² est :

$$P' = \frac{q_{\mu}}{u.v} = \frac{1327,3}{0,25.0,25} = 21236,80 \text{ kg/m}^2$$

Tableau IV-11 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,60	0,66	0,084	0,052	1,47	21236,80	31218,097	2622,32	1623,34
2	0,31	0,66	0,112	0,062	0,77	21236,80	16352,34	1831,46	1013,85
3	0,60	0,54	0,100	0,076	0,95	21236,80	20174,96	2017,50	1533,22
4	0,31	0,42	0,142	0,091	0,50	21236,80	10618,40	1507,81	966,27

- Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 281,17 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 42,54 \text{ Kg.m}$$

- Moments dues aux charges reparties (poids propre):

- Chargement :

$$L_x = 1,75 \text{ m}$$

$$L_y = 1,10 \text{ m} \quad h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

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

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

- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,75}{2,10} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{\mu} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 106,72 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 69,26 \text{ kg.m} \end{cases}$$

- Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 281,17 + 106,72 = 387,89 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 42,54 + 69,26 \text{ kg.m} = 111,83 \text{ Kg.m}$$

- Moments retenus :**▪ En travée:**

$$M_{tx} = 0,75.M_{0x} = 290,92 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75.M_{0y} = 83,87 \text{ kg.m}$$

▪ Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = 193,95 \text{ kg.m}$$

IV-4-6 Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=15\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=13,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$, $\sigma_s=348\text{MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$, $f_{bc}=14,17\text{MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

a) En travée :**Sens L_x :**

$$\text{Le moment ultime : } M_{tx} = 290,92 \text{ kg.m} = 2909,20 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,01 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$\text{- La section d'acier (As_x): } A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2909,2}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Ly:

- **Le moment ultime:** $M_{tx} = 83,87 \text{ kg.m} = 838,7 \text{ N.m}$

- **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{838,7}{100 \times (14,4)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

La section d'acier (A_{s_x}) : $A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{838,7}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Sur appui:

- **Le moment ultime :** $M_{ax} = M_{ay} = 193,95 \text{ kg.m} = 1939,5 \text{ N.m}$

- **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1939,5}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,0075 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

- **La section d'acier (A_{s_x}):**

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1939,5}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Section minimale des armatures:**

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens Ly:

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,18 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens Lx:

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre: $h_0 = 15\text{cm} = 150\text{ mm}$

On à : $\varphi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \varphi \leq 15\text{ mm}.$

▪ **En travée:**

Sens Lx:

$$\left\{ \begin{array}{l} At_x = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

Sens Ly:

$$\left\{ \begin{array}{l} At_y = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

▪ **Sur appuis (chapeaux) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Aa = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 25\text{cm}} \end{array} \right.$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise

2) $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

avec : $\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \cdot d}$; et $\overline{\tau} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_v & \text{Sens Lx} \end{cases}$

$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$

On calcule Vx et Vy :(efforts tranchants dus aux charges reparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{array} \right. ; V_x > V_y$$

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,75}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,83}{2}} = 405,83\text{N} = 0,41\text{KN}$$

Donc : $V_y = \frac{675,25 \times 1,75}{3} = 382,8\text{N} = 0,38\text{KN} < V_x$

On calcule Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_u = \frac{p_u}{2u + v} = \frac{13,27}{2.0,25 + 0,25} = 17,69\text{KN}$$

$$(V_v = \frac{p_u}{3.u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{13,27}{3.0,25} = 17,69\text{KN}$$

Comme (u=v=25 cm) $\Rightarrow V_u = V_v = 17,69\text{ KN}$

Donc l'effort total V_{tot} :

Sens Lx : $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 0,41 + 17,69 = 18,10\text{ KN}$

Sens Ly : $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 0,38 + 17,69 = 18,07\text{ KN}$

D'où : $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot } x}, V_{\text{tot } y})$

$V_{\text{tot}} = 18,10\text{ KN}$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b.d} = \frac{18,10.10^3}{1000.135} = 0,134\text{ MPa.}$$

15cm < h₀ = 15cm < 30cm on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0,134\text{MPa} < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10.0,15}{3} . \min(3.25\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 2,5\text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV-4-7 Les vérifications à L'E.L.S :

- Calcul des sollicitations à L'E.L.S :

a) charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p_{\text{ser}}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p_{\text{ser}} \quad \text{Avec: } v = 0,2(\text{E.L.S})$$

$$P_{\text{ser}} = p'_{\text{ser}} \times S = \frac{q_{\text{aser}}}{u.v} . S$$

$$p_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{aser}}}{u.v}; \quad q_{\text{aser}} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$q_{aser} = (1327,30 + 675) \cdot \frac{1}{4} = 964,44 \text{Kg}$$

$$q'_{ser} = \frac{964,44}{(0,25)^2} = 15431,04 \text{Kg/m}^2$$

Donc : P'ser = 15431,04 kg/m²

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le

Tableau IV-12 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S (m ²)	P _{ser} = P'ser.S	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,60	0,66	0,048	0,052	1,47	22683,62	2141,33	1560,63
2	0,31	0,66	0,112	0,062	0,77	11881,90	1217,87	1002,83
3	0,60	0,542	0,100	0,076	0,95	14659,49	1688,77	1407,31
4	0,31	0,42	0,142	0,091	0,5	77415,52	1236,02	912,20

- Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = \mathbf{470,71 \text{ kg.m}}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = \mathbf{62,69 \text{ kg.m}}$$

b) Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \cdot 2500 = 375 \text{Kg/m}^2; \text{ ep} = 15 \text{cm}$$

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

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,83 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,83 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,06 \\ \mu_y = 0,750 \end{cases}$$

$$M_{oxr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,06 \times 475 \cdot (1,75)^2 = 87,28 \text{ kg.m}$$

$$M_{oyr} = \mu_y \cdot M_{oxr} = 0,750 \times 87,28 = 65,46 \text{ kg.m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 470,71 + 87,28 = 497,99 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 62,69 + 65,46 = 128,15 \text{ kg.m}$$

- Les moments en travées et en appuis :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 373,49\text{kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 96,11\text{kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{ox} = 248,99\text{kg.m}$$

IV-4-8 Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

▪ **En travée :**

$$M_{tx} = 373,49 \text{ N.m} ; A_t = 3,14\text{cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

- Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{by^2}{2} + 15 \times As'(d-y) - nAs(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \times 3,14 (13,5 - y) = 0$$

Donc : **y=3,13cm**

- Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times As(d-y)^2 = 0$$

$$I = \frac{100(3,24)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2 = 0$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

- La contrainte dans le béton σ_{bc} :

moments

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \left(\frac{3734,9}{6087,13} \right) \cdot 3,13 = 1,92\text{MPa}$$

- La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

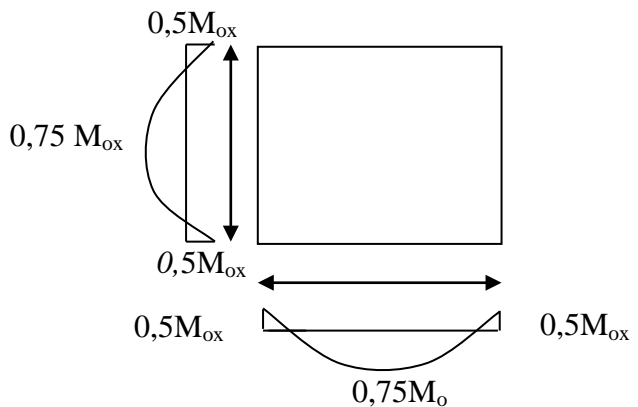


Figure IV-14 : Répartition des moments

▪ **Sur appuis :**

$$M_a = 248,99 \text{ kg.m} , A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = 3,13 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie (I):**

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{248,99}{6087,13} \right) \cdot 3,13 = 1,28 \text{ MPa}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:**

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Suivant L_y :

▪ **En travée :**

$$M_{t_y} = 96,11 \text{ kg.m} ; A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{by^2}{2} + 15 \times A_s'(d-y) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'ou :

$$50y^2 - 15 \cdot 2,51 (13,5 - y) = 0$$

Donc : **y=3,17cm**

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A_s(d-y)^2 = 0$$

$$I = \frac{100(3,17)^3}{3} + 15 \times 2,01(13,5 - 3,17)^2 = 0$$

$$I = 4279,11 \text{ cm}^4$$

- La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{961,10}{4279,11} \right) \cdot 3,17 = 0,96 \text{ MPa}$$

- La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

IV-4-9 Disposition du ferrailage :

▪ Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

-Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci.

▪ Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (32 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 33 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max (32 \text{ cm} ; 16 \text{ cm})$$

$$L_2 = 32 \text{ cm.}$$

▪ 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 sur deux dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une

distance des appuis inférieurs au $\frac{L_x}{10}$ de la portée.

$$\frac{L_x}{10} = \frac{175}{10} = 17,5 \text{ cm}$$

- Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=25\text{cm}$

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=25\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t=2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{T}8/\text{mL}$ avec $S_t=25\text{cm}$

$A_a=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{T}10/\text{mL}$ avec $S_t=25\text{cm}$

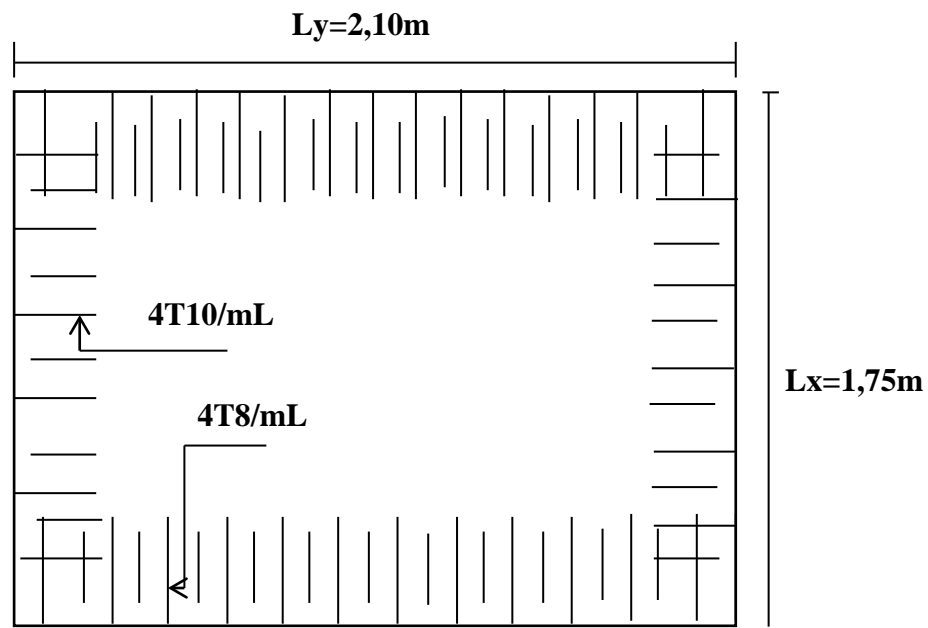


Figure IV-15: Ferrailage supérieur du panneau de dalle

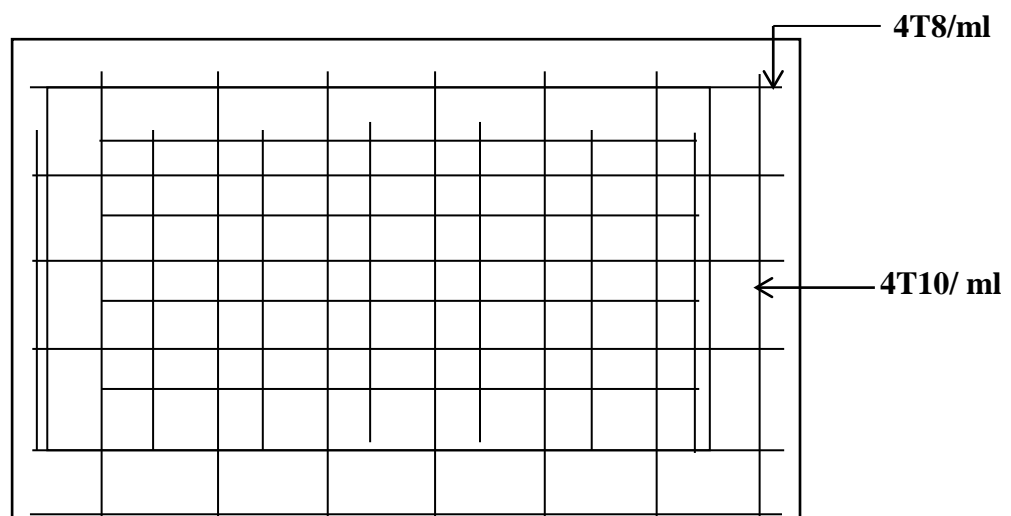


Figure IV-16 : Ferrailage inférieur du panneau de dalle

IV- 4 -10 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) [1] ; l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur **ep =20 cm**.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé

par: **$A_{\min} = 0,1\% b \cdot h_t = 0,1 \times 0,01 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2/\text{ml}$**

Le voile est ferrailé en deux nappes avec **5T10/ml** soit ($A_{\text{adopte}} = 3,93 \text{cm}^2/\text{ml}$)

L'espacement **$S_t=20\text{cm}$** .



CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

V-1 Généralités sur les séismes :

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices de la planète. Ces phénomènes engendrent, en effet, de graves dégâts matériels et humains. Cependant, les séismes, contrairement aux autres catastrophes naturelles tuent surtout du fait de l'effondrement des structures et autres chutes d'objets.

Séisme provient du mot grec seismos, signifiant « secousse ». Donc le séisme correspond à un mouvement de glissement le long d'une faille. Le glissement résulte d'une libération d'énergie qui s'accumule en fonction des contraintes générées par le mouvement des plaques tectoniques. La libération d'énergie, parfois considérable, se fait sous forme de vibrations (ondes sismiques) qui peuvent parcourir de grandes distances.

Il existe trois différentes formes de séismes :

- les séismes d'origine tectonique (les plus dévastateurs) dus aux mouvements des plaques terrestres ;
- les séismes d'origine volcanique résultant d'éruptions volcaniques : nombreux microséismes ;
- les séismes d'origine humaine (exploitation des sous-sols, explosions dans les carrières.) : ces séismes sont tout de même de faible magnitude.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres en s'écartant, en convergeant, ou encore en coulissant. Environ 90% des séismes sont localisés dans des régions proches des extrémités de ces plaques appelées des failles (zones de fractures de l'écorce terrestre). En profondeur, les plaques se déplacent de manière régulière, d'une distance allant de quelques millimètres à quelques centimètres par an. Dans la partie supérieure de la croûte terrestre comprenant les trente premiers kilomètres, le mouvement n'est pas régulier. Les failles restent parfois bloquées durant de longues périodes alors que le mouvement de la croûte terrestre continue. L'accumulation d'énergie se libère alors subitement créant des fractures et des mouvements à la surface de la terre.

V-2 Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

- **Analyse statique équivalente** : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

- **Analyse modale spectrale** : peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V-3 Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut se calculer suivant différentes méthodes : Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...

Réponse Spectrum Function a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V- 4 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde de plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en

compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V-5 Méthode d'analyse modale spectrale :

V-5-1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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

a) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

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

b) Nombre de mode à considérer :**D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4- a) :**

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

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

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

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

V-6 Calcul sismique :**V-6-1 Définition des masses :**

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

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²) ;

M : masse sismique qui égale au rapport W/g

W_i : le poids de chaque niveau i.

g : l'accélération de pesanteur 9,81.

S : surface du plancher.

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

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

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

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

V-6-2 Calcul des coefficients de participation modale :

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

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

-Sens longitudinal : $\sum \alpha_x = 90,01\% > 90\%$; Condition vérifiée

-Sens transversal : $\sum \alpha_y = 91,46\% > 90\%$; Condition vérifiée

Tableau V-1:Tableau de periode

Mode	Période
1	0.521962
2	0.479414
3	0.407969
4	0.316036
5	0.21587
6	0.155371
7	0.148857
8	0.121178
9	0.118023
10	0.110845
11	0.090379
12	0.082635

V-6-3 Calcul de l'effort sismique à la base :

a) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliquée à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA 2003) [1] ;

Tableau V-2 : Coefficient d'accélération de zone.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Dans ce cas, A = 0,15 ;

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

Tableau V-3 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003[1] en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y a lieu d'adopter pour les coefficients R la valeur la plus petite, dans ce cas $R = 5$

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 :

Tableau V-4 : Coefficient de pondération.

Cas	TYPE D'OUVRAGE	β
01	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
02	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,30 0,40
03	Entrepôts, hangars	0,50
04	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
05	Autre locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 209,87 + 199,68 + 160,97 + 159,91 + 160,28 + 157,22 + 161,17 \\ + 154,93 + 145,57 + 7,77 = 1517,37$$

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 ».

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

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont donné par le tableau suivant :

Tableau V-5 : Périodes associées à la catégorie de site.

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

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 :

Tableau V-6 : Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
Léger	6	4	Béton armé /Maçonnerie
Dense	7	5	10

b) 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 : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

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 [1]

Si on est dans le cas n°3 ou4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

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.

On a un sol ferme \Rightarrow site 1 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,4 \text{ sec}$

$$T_a = C_t h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 28,22^{\frac{3}{4}} = 0,61 \text{ sec}$$

$$T_b = \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{28,22}{\sqrt{19,2}} = 0,57 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{28,22}{\sqrt{9,100}} = 0,84 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_{sta} = \min(T_a ; T_b)$$

$$T_b \begin{cases} T_x = 0,57 \text{ sec} \\ T_y = 0,61 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 ; \xi = 10\%$$

$$T_2 \leq T \leq 3 \Rightarrow T_2 = 0,40 \text{ sec}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,50 \text{ sec} \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,43 \text{ sec} \end{cases}$$

c) Calcul de l'effort :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,50 \times 1,20}{5} \times 1517,37 = 81,94 \text{ t}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,43 \times 1,20}{5} \times 1517,37 = 78,11 \text{ t}$$

Tableau V-7 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens

Sens y-y				Sens x-x				
Niveaux	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	δ_{ek} (cm)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\bar{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \bar{\delta}_k$
Terrasse	0,00	0	0	0,00	0	/	2,50	Vérifié
7	0,82	4,10	- 4,10	0,9	4,50	-4,50	3,06	Vérifié
6	0,75	3,75	0,35	0,78	3,90	0,60	3,06	Vérifié
5	0,66	3,30	0,45	0,67	3,35	0,55	3,06	Vérifié
4	0,56	2,80	0,50	0,54	2,70	0,65	3,06	Vérifié
3	0,44	2,20	0,60	0,41	2,50	0,20	3,06	Vérifié
2	0,32	1,60	0,60	0,29	1,45	1,05	3,06	Vérifié
1	0,20	1,00	0,60	0,18	0,90	0,55	3,06	Vérifié
RDC	0,09	0,45	0,55	0,08	0,40	0,50	3,40	Vérifié
Sous-sol	0,004	0,02	0,43	0,01	0,05	0,35	3,40	Vérifié

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

e) Justification vis-à-vis de l'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 :

Tableau V-8: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x) :

Niveau	W_i (t)	P_k	Δ_K	V_k (t)	h_i (cm)	Θ
Terrasse	7,77	7,77	0	1,89	250	0
7	145,57	153,34	0,45	23,43	306	-0,09
6	154,93	308,27	0,60	41,72	306	0,008
5	161,17	469,44	0,55	57,36	306	0,012
4	157,22	626,66	0,65	70,71	306	0,014
3	160,28	786,94	0,20	81,77	306	0,018
2	159,9	946,84	1,50	90,19	306	0,020
1	160,97	1107,81	0,55	96,03	306	0,022
RDC	199,68	1317,69	0,50	100,04	340	0,021
Sous-sol	209,87	1517,37	0,35	100,57	340	0,019

Tableau V-9: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)

Niveau	W_i (T)	P_k	Δ_K	V_k (T)	H_i (Cm)	Θ
Terrasse	7,77	7,77	0	1,87	250	0
7	145,57	153,34	-4,10	27,4	306	-0,08
6	154,93	308,27	0,35	47,25	306	0,012
5	161,17	469,44	0,45	63,15	306	0,013
4	157,22	626,66	0,50	76,15	306	0,017
3	160,28	786,94	0,60	86,95	306	0,005
2	159,9	946,84	0,60	95,20	306	0,019
1	160,97	1107,81	0,60	101,27	306	0,04
RDC	199,68	1307,49	0,55	106,28	340	0,018
Sous -sol	209,87	1517,36	0,43	108,01	340	0,01

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des θ_k^x et θ_k^y sont inférieures à 0,1 donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$ (Stable).

Remarque : d'après le document de règlement parasismique algérienne

Si la hauteur totale des bâtiments ne dépasse pas 30 m l'étude de vent n'est pas nécessaire.



CHAPITRE VI
ETUDE
DES PORTIQUES

VI-1 Introduction :

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

VI-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 ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL91 et RPA 99 (version 2003) [1], [2]

a) Poutres :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) :

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

b) Poteaux :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91) :

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)] [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI -3 Ferrailage des portiques :**VI -3-1 Ferrailage des poutres :****a) Méthode de calcul :**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{ème} genre : $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

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 : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

b) 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°.

c) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 St . b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4} ; 12L \right)$$

-En dehors de la zone nodale (en zone courante): $S_t \leq \left(\frac{h_t}{4} \right)$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI-1: Moments max des Poutres principales de rive :

Etages	Position	Moments max (KN .m)		Rapport Msp ₁ /Msp ₂	Moments de calcul (KN .m)	T max (KN)
		Msp ₁	Msp ₂			
7 ^{ème}	Appuis	26,53	22,48	1,18	26,53	32,3
	Travées	3,72	11,24	0,33	11,24	
06 ^{ème} et 01 ^{er}	Appuis	25,73	28,92	0,88	28,92	32,10
	Travées	3,78	18,27	0,21	18,27	
RDC	Appuis	30,48	24,82	1,23	30,48	34,00
	Travées	3,60	18,01	0,20	18,01	
Sous-Sol	Appuis	7,23	10,55	0,68	10,55	15,50
	Travées	5,75	14,43	0,39	14,43	

Tableau VI-2 : Moments max des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN .m)		Rapport	Moments de calcul (KN .m)	T max (KN)
		Msp ₁	Msp ₂	Msp ₁ /Msp ₂		
7 ^{ème}	Appuis	25,35	18,54	1,36	25,35	8,10
	Travées	4,97	13,87	0,36	13,87	
06 ^{ème} et 01 ^{er}	Appuis	23,93	21,65	1,11	21,65	28,10
	Travées	4,35	16,59	0,26	16,59	
RDC	Appuis	87,87	62,89	1,40	87,87	77,6
	Travées	7,70	15,96	0,48	15,96	
Sous-Sol	Appuis	11,60	10,62	1,09	11,62	10,1
	Travées	4,62	11,52	0,40	11,52	

Tableau VI-3: Moments max des poutres secondaires de rive

Etages	Position	Moments max (KN .m)		Rapport	Moments de calcul (KN .m)	T max (KN)
		Msp ₁	Msp ₂	Msp ₁ /Msp ₂		
7 ^{ème}	Appuis	14,27	15,66	0,91	15,66	26,60
	Travées	13,97	11,25	1,24	13,97	
06 ^{ème} et 01 ^{er}	Appuis	16,26	22,96	0,71	22,96	26,5
	Travées	11,44	10,57	1,08	11,44	
RDC	Appuis	16,28	21,09	0,77	21,09	32,10
	Travées	11,22	15,37	0,73	15,37	
Sous-Sol	Appuis	7,81	7,84	0,99	7,84	21,70
	Travées	9,32	10	0,93	10	

Tableau VI- 4 : Moments max des poutres secondaires intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN .m)		Rapport	Moments de calcul (KN .m)	T max (KN)
		M _{sp1}	M _{sp2}	M _{sp1} /M _{sp2}		
7 ^{ème}	Appuis	5,05	17,26	0,29	17,26	8,10
	Travées	3,90	12,42	0,31	12,42	
06 ^{ème} et 01 ^{er}	Appuis	5,28	24,54	0,21	24,54	7,70
	Travées	2,89	19,51	0,15	19,51	
RDC	Appuis	5,07	20,42	0,73	20,42	7,50
	Travées	3,08	15,56	0,19	15,56	
Sous-Sol	Appuis	4,45	10,08	0,44	10,08	7,00
	Travées	2,99	5,14	0,58	5,14	

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).

VI-3-1-1 Exemple de calcul (RDC) : Poutres principales intermédiaires (30x40) cm²

VI-3-1-2 Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00\text{cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\% (b \times h) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48\text{cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72\text{cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

a) Ferrailage sur travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 7,70\text{KN.m} \\ M_{sp2} = 15,96\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,48 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$;
- 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.

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,96 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18,48} = 0,022 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,989$$

-La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,96 \times 10^3}{0,989 \times 36 \times 400} = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 87,87 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 62,89 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,39 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

-Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{87,87 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,16 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,912$$

-La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{87,87 \times 10^3}{0,912 \times 36 \times 348} = 7,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VI-5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN. m)	As(calculé)	As (min)	Choix	As
07 ^{ème}	Appuis	26,53	2,17	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	11,24	0,78		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70
06 ^{ème} a 01 ^{er}	Appuis	28,92	2,01	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	18,27	1,29		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70
RDC	Appuis	30,48	2,50	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	18,01	1,26		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70
Sous-Sol	Appuis	10,55	0,74	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	14,43	1,01		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70

Tableau VI- 6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
07 ^{ème}	Appuis	25,35	2,07	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	13,87	0,97		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70
06 ^{ème} a 01 ^{er}	Appuis	21,65	1,52	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	16,59	1,16		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70
RDC	Appuis	87,87	7,69	6,00	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	15,96	1,12		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70
Sous-Sol	Appuis	11,62	0,93	6,00	3T14 fil + 2T14 chapeau	7,70
	Travées	11,52	0,81		3T14 fil + 2T14 Renf	7,70

Tableau VI-7 : Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
07 ^{eme}	Appuis	15,66	1,26	5,25	3T12fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	13,97	1,30		3T12 fil + 2T12 Renf	5,65
06 ^{eme} a 01 ^{er}	Appuis	22,96	1,86	5,25	3T12 fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	11,44	1,05		3T12 fil + 2T12 Renf	5,65
RDC	Appuis	21,09	1,70	5,25	3T12 fil + 2T12 chapeau	5,65
	Travées	15,37	1,28		3T12 fil + 2T12 Renf	5,65
Sous -Sol	Appuis	7,84	0,63	5,25	3T12fil+2T12 chapeau	5,65
	Travées	10	0,80		3T12fil+2T12 Renf	5,65

Tableau VI-8 : Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As (cm ²)
07 ^{eme}	Appuis	17,26	1,39	5,25	3T12 fil+2T12 chapeau	5,65
	Travées	12,42	0,99		3T12 fil+2T12 Renf	5,65
06 ^{eme} a 01 ^{er}	Appuis	24,54	1,99	5,25	3T12 fil+2T12 chapeau	5,65
	Travées	19,51	1,57		3T12 fil+2T12 Renf	5,65
RDC	Appuis	20,42	1,65	5,25	3T12 fil+2T12 chapeau	5,65
	Travées	15,56	1,25		3T12 fil+2T12 Renf	5,65
Sous -Sol	Appuis	10,08	0,81	5,25	3T12fil+2T12 chapeau	5,65
	Travées	5,14	0,41		3T12fil+2T12 Renf	5,65

VI-3-1-3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 36 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Les armatures minimales imposées par RPA99 sont :

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T14+3T12 $\Rightarrow A_s = 8,01 \text{ cm}^2$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{77,6 \times 10}{30 \times 36} = 0,72 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

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

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{11,43 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{36 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

D'après le **R.P.A 99/2003** :

$$\text{- Zone nodale} : S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1\right\} = \min\{10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{- Zone courante} : S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\{0,38 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,76 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,02 \text{ cm}$$

De (1) et (2)

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm} , \text{ on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$D'où \quad A_t \geq 0,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 77,6 \text{ KN} ; M_a = 87,87 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{87,87}{0,9 \times 36 \times 10^{-2}} = 271,20 \text{ KN}$$

$$\delta_u > 77,6 \text{ KN}$$

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

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 77,6 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10}$$

$$a = 0,038 \text{ m} = 3,8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 32,4 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 3,8 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 77,6kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n =6

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

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{77,6 \times 10^3}{36 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 0,81 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

-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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre principale ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

- Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $d = 36\text{cm}$;

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

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

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 25,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,70 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 26,80 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 3,75 \text{ m}$$

-La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003[1], la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

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

i) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 60,28\text{KN.m} ; A = 8,01\text{cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 120,15y - 4325,4 = 0 \rightarrow y = 13,44 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 13,44^3}{3} + (15 \times 8,01(36 - 13,44)^2) = 85427,93\text{cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{60,23 \times 10^3}{85427,93} \times 13,44 = 9,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,48\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$M_{t\text{ ser}} = 5,53 \text{ KN.m}$; Tirée à partir du logiciel ETABS

$$M_{0\text{ ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(5,04 + 5) \times 4,60^2}{8} = 26,56 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{460} = 0,086 > 0,063 \quad ; \text{ Condition vérifiée .} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ ser}}}{10 \times M_{0\text{ ser}}} \Rightarrow \frac{40}{460} = 0,086 > \frac{5,53}{10 \times 26,56} = 0,021 \quad ; \text{ Condition vérifiée .} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{30 \times 36} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,009 \quad ; \text{ Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

Tableau VI-9 : Ferrailage des poutres principales de rive (30x40) cm²

Niveaux	En Appuis	En Travées
7 ^{ème}	<p>3T14 2T14 3T14</p>	<p>3T14 2T14 3T14</p>
06 ^{ème} étage a 01 ^{ème} étage	<p>3T14 2T14 3T14</p>	<p>3T14 Φ8 2T14 3T14</p>
R.D.C	<p>3T14 2T14 3T14</p>	<p>3T14 2T14 3T14</p>
Sous -sol	<p>3T14 2T14 3T14</p>	<p>3T14 2T14 3T14</p>

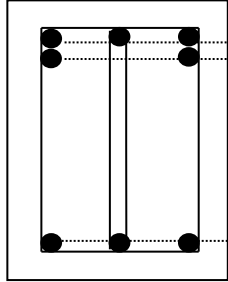
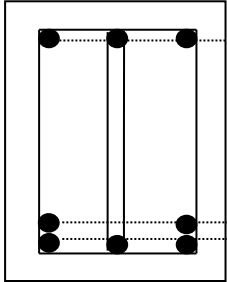
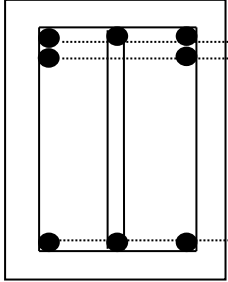
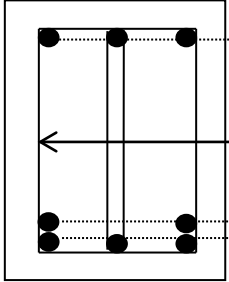
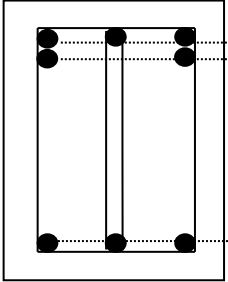
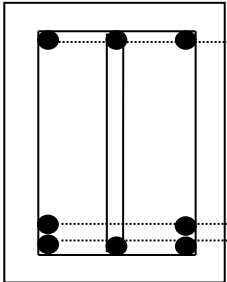
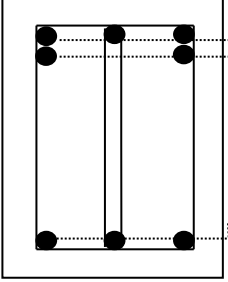
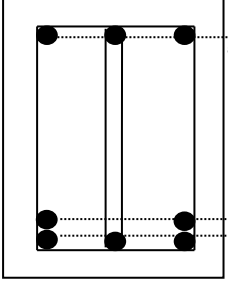
Tableau VI-10 : Ferrailage des poutres principales intermédiaires (30x40) cm²

Niveaux	En Appuis	En Travées
7 ^{ème}	<p>3T14 2T14 3T14</p>	<p>3T14 2T14 3T14</p>
06 ^{ème} étage a 01 ^{ème} étage	<p>3T14 2T14 3T14</p>	<p>3T14 St=20 cm Φ8 2T14 3T14</p>
R.D.C	<p>3T14 3T12 3T14</p>	<p>3T14 2T14 3T14</p>
Sous -sol	<p>3T14 2T14 3T14</p>	<p>3T14 2T14 3T14</p>

Tableau VI-11 : Ferrailage des poutres secondaires de rive (30x35) cm²

Niveaux	En Appuis	En Travées
7 ^{ème}		
06 ^{ème} étage a 01 ^{er} étage		
R.D.C		
Sous -sol		

Tableau VI-12 : Ferrailage des poutres secondaires intermédiaires (30x35) cm²

Niveaux	En Appuis	En Travées
7 ^{ème}	 <p>3T12 2T12 3T12</p>	 <p>3T12 2T12 3T12</p>
06 ^{ème} étage a 01 ^{er} étage	 <p>3T12 2T12 3T12</p>	 <p>3T12 St=20 Φ8 2T12 3T12</p>
R.D.C	 <p>3T12 2T12 3T12</p>	 <p>3T12 2T12 3T12</p>
Sous -sol	 <p>3T12 2T12 3T12</p>	 <p>3T12 2T12 3T12</p>

VI-3-2 Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum à des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre (1): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{array} \right. \\ \text{Deuxième genre : } \left\{ \begin{array}{l} (2): 0,8G \pm E \\ (3): G + Q \pm E \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow B \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow C \end{array} \right. \end{array} \right.$$

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

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

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 [1] :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa) ;
- Le pourcentage minimale 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 des recouvrements est de : $\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25** cm en zone IIa ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux sont donnés dans des tableaux suivants :

Tableau VI-13 : les sections minimales et maximales imposées par le RPA (99/2003) [1]

Poteaux	$A_{min}=0,8 \% \times S$	$A_{max1}=4\% \times S$	$A_{max2}=6\% \times S$
(45x45) cm ²	16,20(cm ²)	81,00(cm ²)	121,50(cm ²)
(40x40) cm ²	12,80(cm ²)	64,00(cm ²)	96,00(cm ²)
(35x35) cm ²	9,80(cm ²)	49,00(cm ²)	73,50(cm ²)
(30x30) cm ²	7,20(cm ²)	36,00(cm ²)	54,00(cm ²)

- Exemple de calcul :

a) Les sollicitations défavorables :

Tableau VI-14 : Sollicitations du premier genre

1 ^{er} Genre	[1.35G + 1.5Q]				
	Type des poteaux	(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	(30x30) cm ²
A	N _{max} [t]	92,67	57,11	27,27	13,15
	M _{cor} [t.m]	0,46	0,57	0,92	0,07
B	N _{min} [t]	20,88	14,73	0,81	0,3
	M _{cor} [t.m]	0,13	0,33	0,28	0,07
C	M _{max} [t.m]	2,77	2,14	2,02	1,14
	N _{cor} [t]	68,55	25,96	8,81	0,17

Tableau VI-15: Sollicitations du deuxième genre

2 ^{er} Genre	[0,8G ± E et G + Q ± E]				
	Type des poteaux	(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	(30x30) cm ²
A	N _{max} [t]	91,25	55,20	22,95	22,41
	M _{cor} [t.m]	4,00	2,42	1,70	0,19
B	N _{min} [t]	13,58	0,57	2,01	7,38
	M _{cor} [t.m]	0,90	1,78	0,59	0,06
C	M _{max} [t.m]	6,02	5,42	3,31	0,486
	N _{cor} [t]	24,76	30,42	15,53	4,65

b) Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans le tableau ci-après : tableau (VI-16)

Données :

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

c) Méthode de calcul :

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

- On détermine le centre de pression puis le moment

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

- On vérifie si la section est surabondante :

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

- Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A=A'=0$)
- Sinon, on calcule la section des armatures :

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

- On calcule la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,50\% \times b \times h_t \\ A_{\text{adoptée}} = \{A_1; A_2; A_3; A_{\min}\} \end{cases}$$

A_{cal} : est tirée du logiciel SOCOTE

Poteaux (45x45) cm² :

▪ **Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :**

a) $N_{\min}=926,7\text{KN}$; $M_{\text{cor}} = 4,60\text{KN.m}$

- Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0049 \text{ m} = 0,49\text{cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 926,96 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0049 \right) = 162,27\text{KN.m}$$

-Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 926,7\text{KN} < 2324,23\text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 162,27\text{KN.m} < 368,39\text{KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=0$)

b) $N_{\min}=208,8\text{KN}$; $M_{\text{cor}} = 1,3\text{KN. m}$

- Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,0062\text{m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 208,80 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0062 \right) = 38,87\text{KN.m}$$

-Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b.d.f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 208,80\text{KN} < 2324,23\text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 38,87\text{KN.m} < 84,21\text{KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

c) $M_{\max} = 27,7\text{KN.m}$; $N_{\text{cor}} = 685,50\text{KN}$

-Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,04$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 685,50 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,04 \right) = 150,81\text{KN.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 685,50 \text{KN} < 3031,18 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 150,81 \text{KN.m} < 274,72 \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

▪ **Combinaison de 2^{ème} genre :**

a) $N_{\max} = 912,50 \text{KN}$; $M_{\text{cor}} = 40 \text{KN.m}$

-Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,04 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 912,50 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,04 \right) = 200,75 \text{KN.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 912,50 \text{KN} < 3031,18 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 200,75 \text{KN.m} < 899,79 \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$)

b) $N_{\min} = 135,80 \text{KN}$; $M_{\text{cor}} = 9,00 \text{KN.m}$

- Détermination du centre de pression:

$$e = \frac{M}{N} = 0,06 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 135,80 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,06 \right) = 32,59 \text{KN.m}$$

-Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 135,80 \text{KN} < 3031,18 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 32,59 \text{KN.m} < 54,88 \text{KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$)

$$c) \quad M_{\max} = 60,2 \text{ KN.m} ; \quad N_{\text{cor}} = 247,6 \text{ KN}$$

-Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,24 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 247,60 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,24 \right) = 103,99 \text{ KN.m}$$

-Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 247,6 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ M_u = 103,99 \text{ KN.m} > 99,89 \text{ KN.m} \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81c) f_{bc} \cdot b \cdot h^2$$

$$(d-c)N_u - M_u = (0,405 - 0,04) \cdot 247,6 - 103,99 = -13,61 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81c) f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = (0,337 \cdot 0,45 - 0,81 \cdot 0,04) \cdot 18,48 \cdot 10^2 \cdot 0,45 \cdot 0,45^2 = 20,08 \text{ KN.m}$$

$$(d-c)N_u - M_u = \mathbf{13,61 \text{ KN.m}} \leq (0,337 h - 0,81c) f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = \mathbf{20,08 \text{ KN.m}} \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée

- Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**.

Donc :

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min})$$

Pour une section de béton (45x45) cm²

$$A_{\min} = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{6T16+2T20} \Rightarrow A_s = 18,34 \text{ cm}^2$$

-Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45x45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{30,03 \times 10}{45 \times 40,5} = 0,16 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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[1] :

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

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

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 : $\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,5 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

λ_g : L'élancement géométrique

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 On a :

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

c) Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,45} = 5,28 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 30,03}{45 \times 235} = 0,11 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{T \times b} \text{ en \% est donné comme suit : } \lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale} & : A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante} & : A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

$$\text{Zone courant: } \frac{5,03 \times 400}{45 \times 15} = 2,98 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{5,03 \times 400}{45 \times 10} = 4,47 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \max\left\{\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm}\right\} = \max\{71,66 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 71,66 \text{ cm} \\ L' = 2h = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

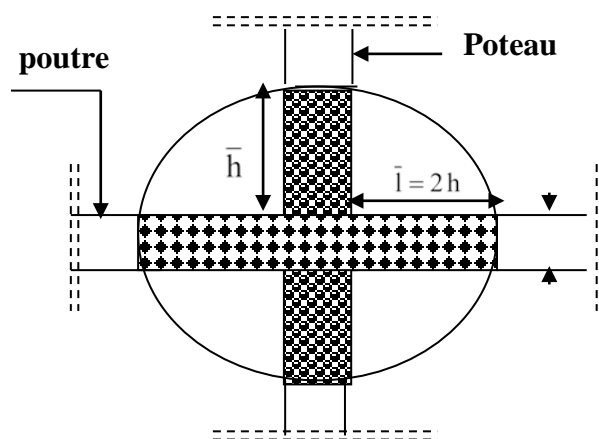


Figure VI -1 : La zone nodale

VI-3-4 Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement de ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

02 U superposés



Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI-16 : détermination de la section d'armature des poteaux

Niveaux	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} cm ²	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t. m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t. m)	A _{cal} (cm ²)		
(45x45)	(a)	92,67	0,46	0	91,25	4,00	0	16,2	6T16+2T20 As=18,34m ²
	(b)	20,88	0,13	0	13,58	0,90	0,54		
	(c)	2,77	68,55	0	6,02	24,76	0		
(40x40)	(a)	57,11	0,57	0	55,20	2,42	0	12,8	4T16+4T14 As=14,21 cm ²
	(b)	14,73	0,33	0,27	0,57	1,78	2,53		
	(c)	2,14	25,96	0	30,42	5,42	0		
(35x35)	(a)	27,27	0,92	0	22,95	1,07	0	9,8	4T14+4T12 As=10,68c m ²
	(b)	0,81	0,28	1.70	2,01	0,59	0,03		
	(c)	2,02	8,81	2.46	15,53	3,31	2,62		
(30x30)	(a)	13,15	0,07	0	22,41	0,19	0	7,2	8T12 As=9,05cm ²
	(b)	0,30	0,07	0	7,38	0,06	0,72		
	(c)	1,14	0,17	0	0,48	4,65	0		

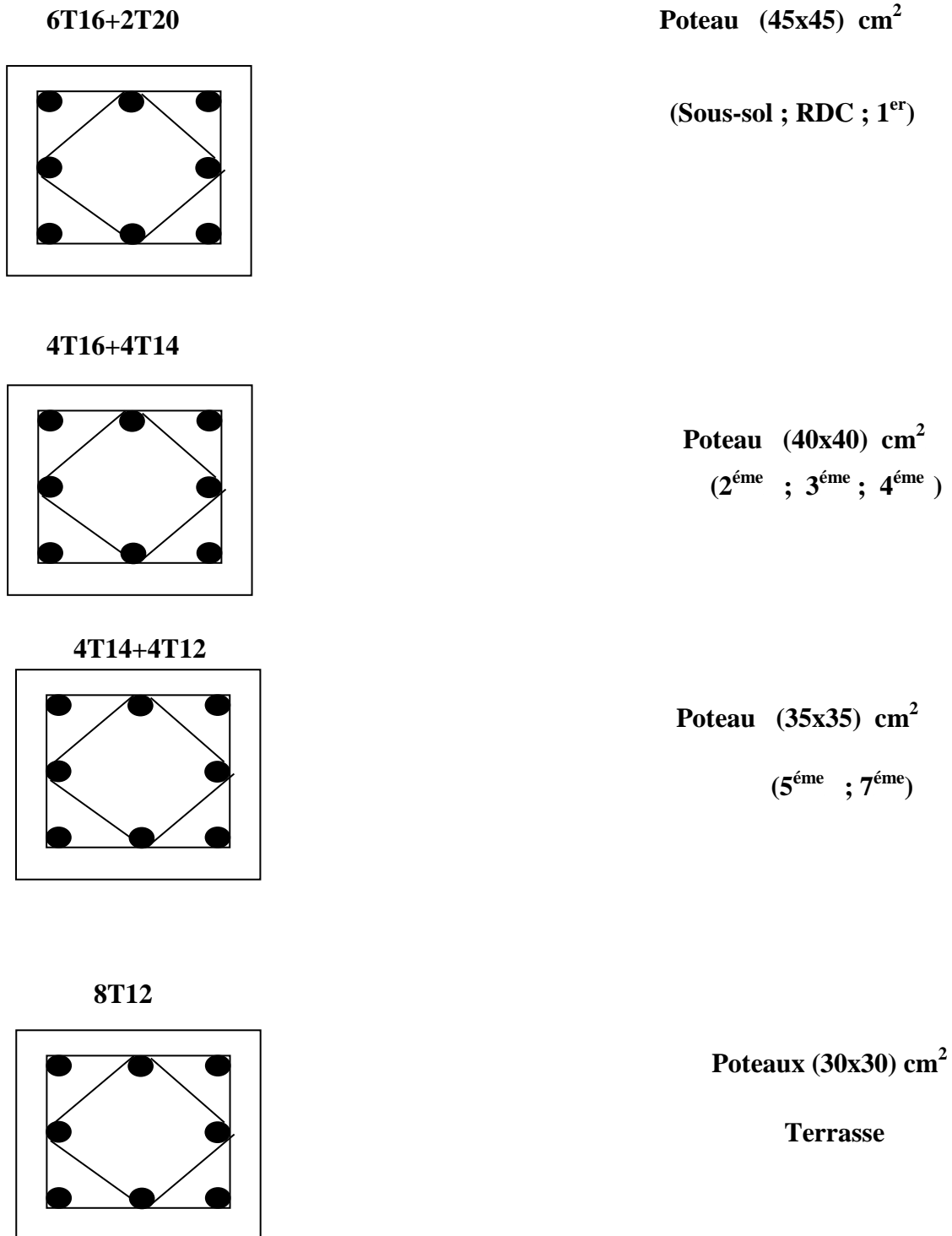
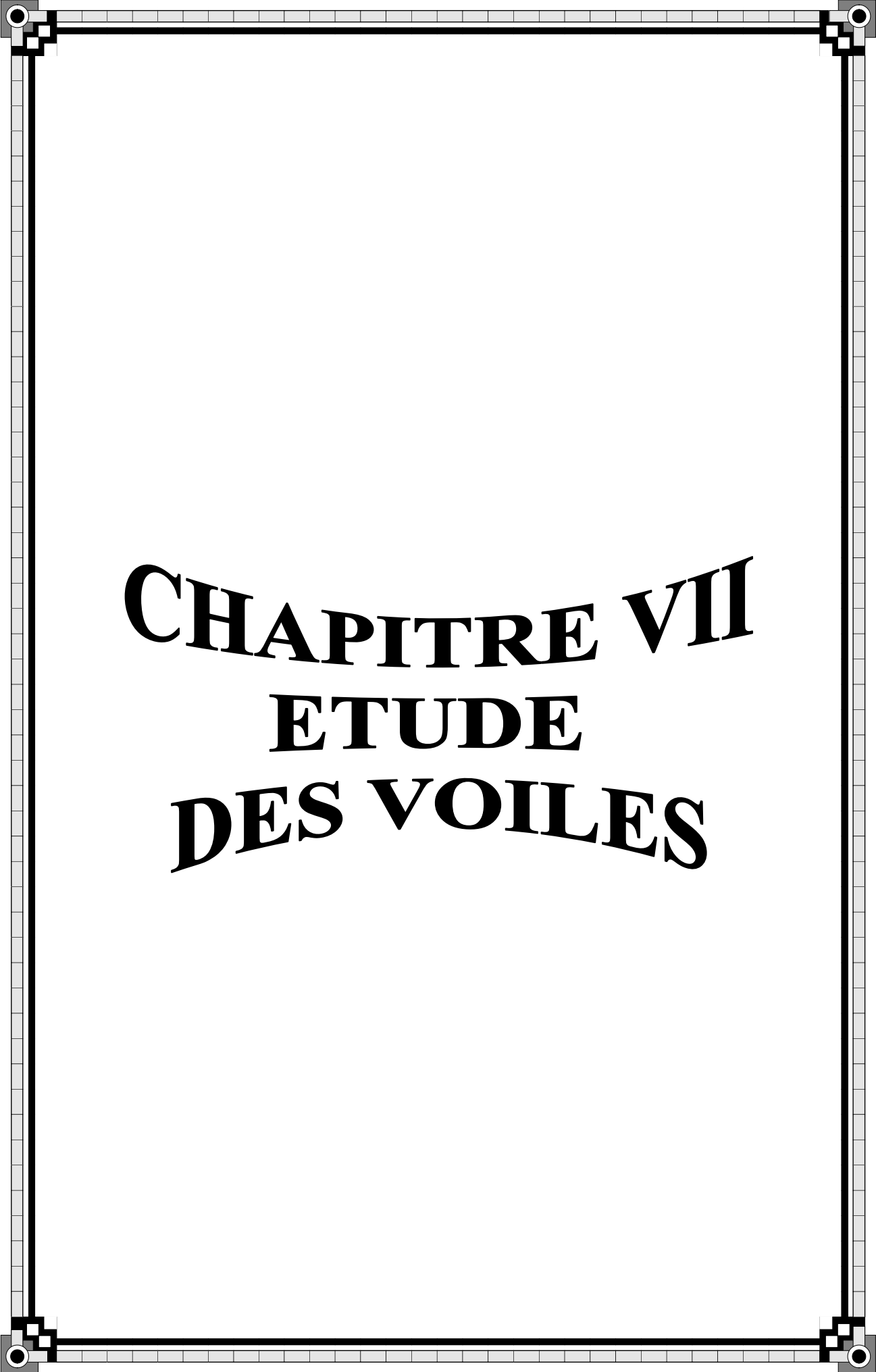


Figure VI-2 : Ferrailages des poteaux



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 confortement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

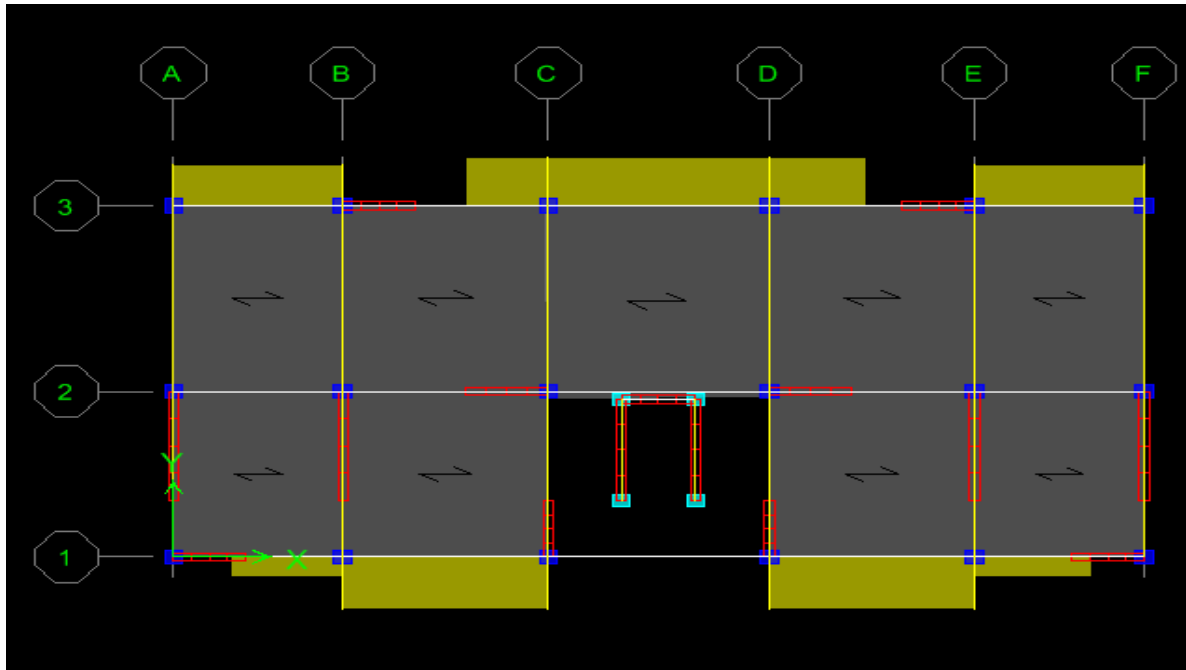


Figure VII -1 : Disposition des voiles et poteaux –vue en plan.

VII-2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante. Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes, de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement.

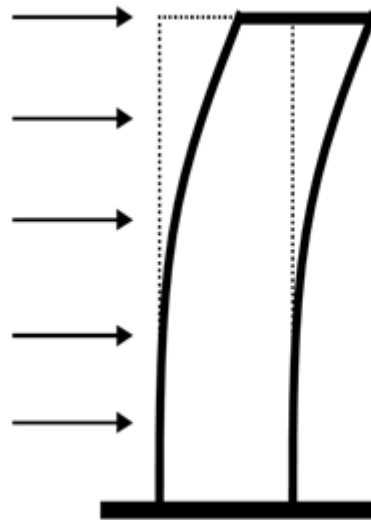


Figure VII- 2 : Comportement d'un voile

- 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).

VII -3 Principe de calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

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) [1].

Les murs en béton armé comportent deux catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)

a) La méthode de calcul :

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

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

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

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

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) [1]

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

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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003)}$$

[1]

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \times L$, 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

b) Armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) [1] 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

c) Armatures horizontales :

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

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10 %

VII-4 Ferrailage des voiles :

Exemple de calcul :

$$A = 0,61 \text{ m}^2$$

$$I = 0,15 \text{ m}^4$$

$$V = 1,245 \text{ m}$$

$$N = 118,76$$

$$M = 3,27 \text{ t.m}$$

$$T = 0,33 \text{ t.}$$

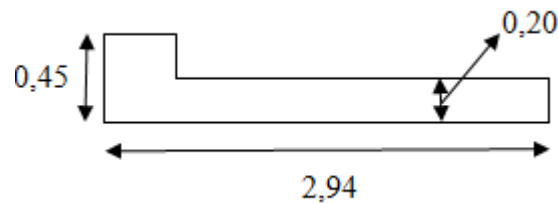


Figure VII-3 : Dimensions de voile (le plus favorable)

a) Détermination des contraintes :

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

$$\sigma_1 = \frac{118,76 \times 10^{-2}}{0,61} + \frac{3,27 \times 1,245 \times 10^{-2}}{0,15} = 2,21 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_2 = \frac{118,76 \times 10^2}{1,035} - \frac{3,27 \times 1,245 \times 10^{-2}}{0,15} = 1,69 \text{ MPa}$$

On à (σ_1 et σ_2) \Rightarrow sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

b) Calcul des armatures verticales :

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

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

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

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

-Le diamètre :

$$D \leq \frac{1}{10} \times 200$$

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

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

-L'espacement:

-Selon le BAEL 91[2], on à :

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

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

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

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

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{RPA 99}}\}$

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

On adopte un espacement de 20 cm

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

c) Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) [1], on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5 T 12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

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

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

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

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

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{0,33 \times 1,4 \times 10^{-2}}{0,20 \times 2,49} = 0,092$$

$\tau_b = 0,092 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VII-5 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[2], et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003) [1]
- 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 $St=20 \text{ cm} \rightarrow \frac{St}{2} = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$$L=249 \text{ cm} \rightarrow \leq \frac{L}{10} = 24,9 \text{ cm}$$

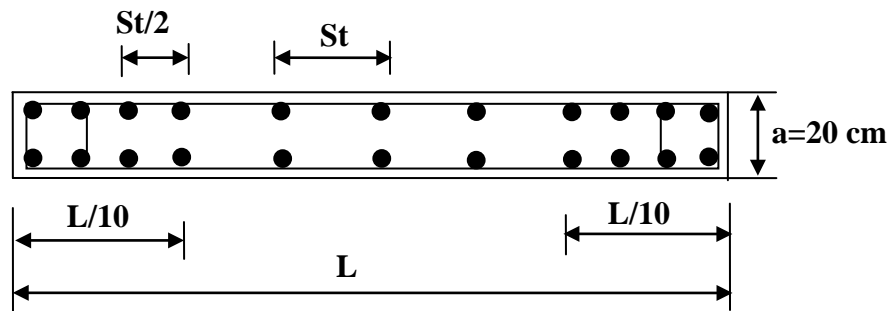


Figure VII-4: Disposition des armatures verticales dans les voiles

▪ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournée 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 $S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

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

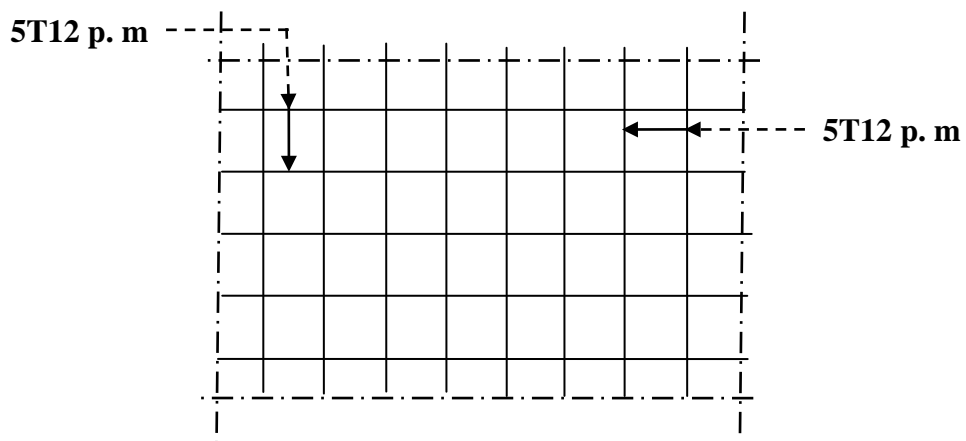


Figure VII-5 : Disposition du ferrailage



CHAPITRE VIII
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VIII-1 Calcul du voile périphérique :**VIII-1-1 Introduction :**

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18\text{KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

Ka : Coefficient de poussée des terres $Ka = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta\lambda)}$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$Ka' = Ka = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$

$Ka' = Ka = 0,271$

VIII-1-2 Le dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) [1] ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : $e_p = 20\text{cm}$.

VIII-1-3 Calcul des charges :

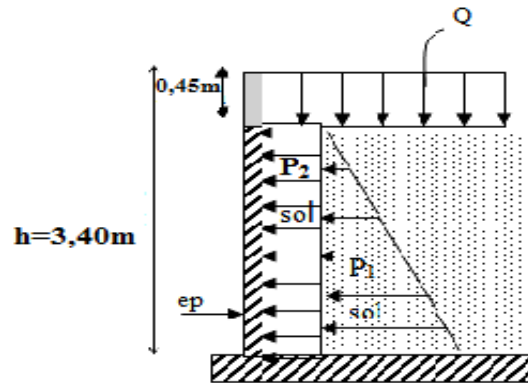


Figure VIII -1 : Schéma de voile périphérique.

a) Poussée des terres :

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \text{ avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} 0,271 \times 1,8 \times 3,40^2 = 2,82 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \times 0,15 \times 3,40 = 0,13 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 2,82 + 1,5 \times 0,13 = 4 \text{ t/ml}$$

$Q = 4 \text{ t/ml.}$ (Pour une bande de 1 m largeur)

VIII-1- 4 Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,4 - 0,45 = 2,95\text{m.}$$

$$L_y = 4,30 - 0,45 = 3,85 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,95}{3,85} = 0,77 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \alpha = 0,77 \\ v = 0(\text{E.L.U}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

- Moment isostatique M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$M_{ox} = 0,0596 \times 4 \times (2,95)^2 = 2,07\text{t.m}$$

$$M_{oy} = 0,5440 \times 2,07 = 1,13\text{t. m}$$

- Les valeurs des moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 1,76\text{t. m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,96\text{t. m}$$

▪ **Sens x :**

$$M_{tx} = 1,76\text{t. m}; \quad b = 100\text{cm}; \quad h = 20\text{cm}; \quad d = 0,9h = 18\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,76 \times 10^4}{100(18)^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,76 \times 10^4}{0,981 \times 18 \times 348} = 3,15\text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Sens y :**

$$M_{ty} = 0,96\text{t. m}; \quad b = 100\text{cm}; \quad h = 20\text{cm}; \quad d = 0,9h = 18\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,96 \times 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,9895$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,96 \times 10^4}{0,9895 \times 18 \times 348} = 1,55\text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Condition de non fragilité :

▪ **Sens y :**

D'après R.P.A 99 (version 2003) [1] :

$$A_{y \min} = 0,10\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Et d'après B.A.E.L.91 [2] :

$$A_{y \min} = 8h_o = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}} , A_{\min \text{ R.P.A.2003}} , A_{\min \text{ B.A.E.L.91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,55, 2,00 , 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/ ml** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

▪ **Sens x :**

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

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,77}{2} \right) = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 3,15 ; 2,00 ; 2,23 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,15 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10 /mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

VIII-1-5 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 4 \times \frac{2,95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,77}{2}} = 4,29 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{4,29 \times 10^4}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ lim}_1} = 1,17 > \tau_u = 0,18 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

La dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{ser} = p_1 + p_2 = 2,82 + 0,13 = 2,95 \text{ nt/ml.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x = 0,52 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,28$$

$$M_{tx} = 0,44 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,24 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{ser} = 0,44 \text{ t.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \times 100}{100 \cdot 18} = 0,22$$

$$\text{abaque} \rightarrow K = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{0,44 \times 10^4}{0,925 \times 18 \times 3,93} = 67,24 \text{ MPa.}$$

La fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 67,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{67,24}{51,67} = 1,30 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Sens y :

$$M_{tser} = 0,24t.m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93 \times 100}{100 \times 18} = 0,218$$

d'ou $k = 51,67$; $\beta = 0,925$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,24 \times 10^4}{0,925 \times 18 \times 3,93} = 36,68MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$$\tau_s = 87,11MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{36,68}{51,67} = 0,71 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 0,71MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 = 3,93cm²/ml** chacune et avec un espacement **S_t=20cm**

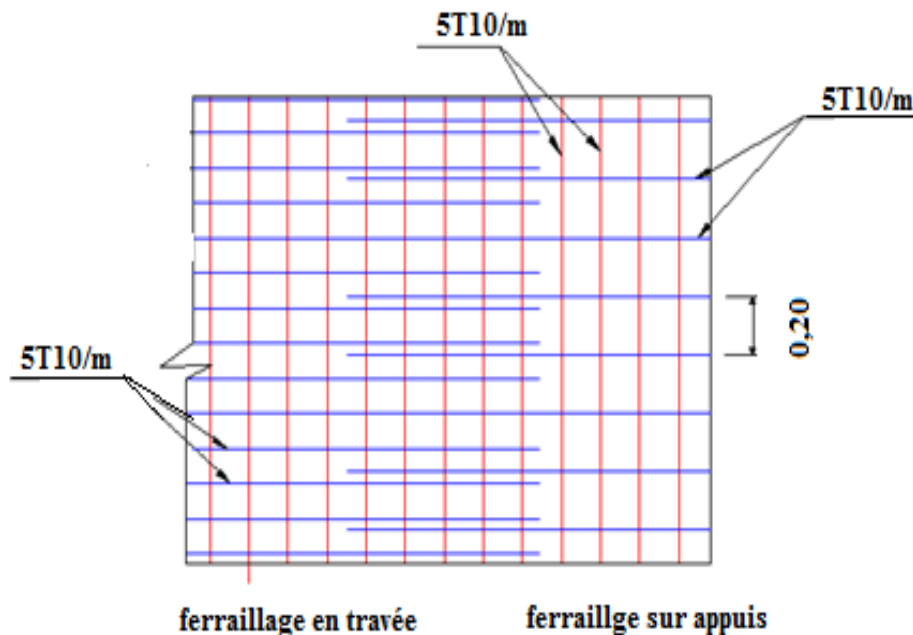


Figure VIII-2 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

VIII-2 Calcul des fondations :**VIII-2-1 Introduction :**

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

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

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,4 bar à un ancrage de 2,20 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1) Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

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

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure ,ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

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

VIII-2-2 Choix du type de fondations :

Le choix de type de fondation 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.

VIII-2-3 Vérification du chevauchement :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui égale à 1,40 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- 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

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

Avec :

$$N = G_T + Q_T = 2072,47 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 1,4 \text{ bars} = 14 \text{ t/m}^2.$$

-Surface totale du bâtiment : 204,02m² ;

-Surface totale de la semelle : 148,03 m².

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{148,03}{204,02} = 0,72 = 72\% > 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, ce qui effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **Radier général**.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII-2-4 Définition du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

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

- Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII -2-4-1 Prédimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

- Combinaison d'actions :

E.L.U: $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 2832,45t$

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 2072,47 t$

- Surface du radier:

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

$$N = N_{ser} = 2072,47 t$$

$$S \geq \frac{N}{Q_{sol}} = \frac{2072,47}{14} = 148,03 m^2.$$

On prend un débord de 50cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 204,02 m^2$.

VII-2-5 Calcul de l'épaisseur du radier :

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

1^{ère} condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = \frac{QL}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 4,60 m

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{2832,45}{148,03} = 19,13 \text{ t/m}^2$$

Par ml: $Q_u = 19,13 \text{ t/ml}$.

$$V_u = \frac{19,13 \times 4,60}{2} = 44 \text{ t}$$

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

$$d \geq \frac{44 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,29 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 460 \text{ cm}$$

$$18,40 \leq d \leq 23 \text{ cm}$$

De (1) et (2) on a $d \geq 0,29 \text{ m}$

$h = d + c = 23 + 5 = 28 \text{ cm}$; on prend : $h = 35 \text{ cm}$; $d = 30 \text{ cm}$

VIII- 2-5-1 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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 51,11 \text{ cm} \leq h \leq 76,76 \text{ cm}$$

On prend : $d=72 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $b= 45 \text{ cm}$.

VIII-2-5-2 Vérification des contraintes :

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

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

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 148,03 + 0,80 \times 0,45 \times 103,10] = 222,316 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 222,316 + 2072,47 = 2294,78 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{2294,78}{204,02} = 11,24 \text{ t/m}^2 < 25 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

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

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,45 \times (0,80)^3}{12} = 0,0192 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, E = 3216420 t/m².

b : Largeur de la poutre b=0,45 m.

K : Coefficient du raideur de sol k = 500 t/m³.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{500 \times 0,45}} = 5,76 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,60 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e = 9,05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

VIII-2-5-3 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

- Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_{\text{BA}} \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 14,00 - 0,875 = 13,125 \text{ t/m}^2$$

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

$$Q = 13,125 \text{ t/m}^2$$

VIII-2-6 Ferrailage du radier :

VIII-2-6-1 Ferrailage des dalles :

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

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} 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 :**

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

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

2^{ème} cas :

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

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

Exemple de calcul :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,85}{4,15} = 0,927 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,927 \Rightarrow \mu_x = 0,04325 ; \mu_y = 0,83505$$

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

$$M_{ox} = 0,04325 \times 13,125 \times (3,85)^2 = 8,41 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{oy} = 0,83505 \times 8,41 = 7,02 \text{ t.m}$$

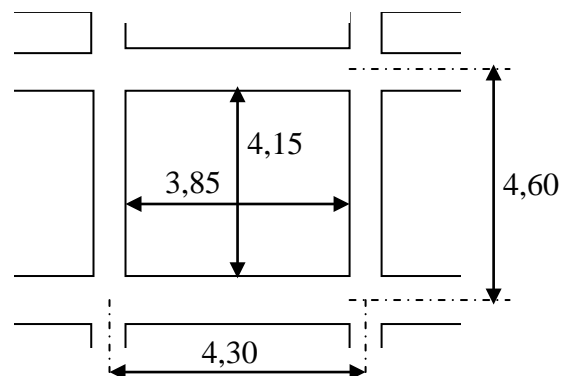


Figure VIII-3 : Dalle reposé sur 4 cotés

▪ **En travée :**

Sens Lx :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 8,41 = 7,15 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,15 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,056 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\cdot \mu_1 = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{tx} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,15 \cdot 10^4}{0,971 \cdot 30 \cdot 348} = 7,05 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T14 / ml** \Rightarrow **A = 9,24 cm²/ml, S_t = 12 cm**

Sens Ly :

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,85 \times 7,09 = 6,03 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,03 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\cdot \mu_1 = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{ty} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,03 \times 10^4}{0,975 \cdot 30 \cdot 348} = 5,92 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T12 / ml** \Rightarrow **A = 6,79 cm²/ml, S_t = 20 cm**

▪ **En appuis :**

Sens Lx :

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 8,49 = 4,24 \text{ t.m}$$

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

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,24 \cdot 10^4}{0,983 \cdot 30 \cdot 348} = 4,13 \text{ cm}^2.$$

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

Sens Ly :

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 7,02 = 3,51 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,51 \times 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\cdot \mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,51 \cdot 10^4}{0,986 \cdot 30 \cdot 348} = 3,41 \text{ cm}^2.$$

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

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

VIII-2-7 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinal (y) :

$L_{max} = 4,15 \text{ m}$

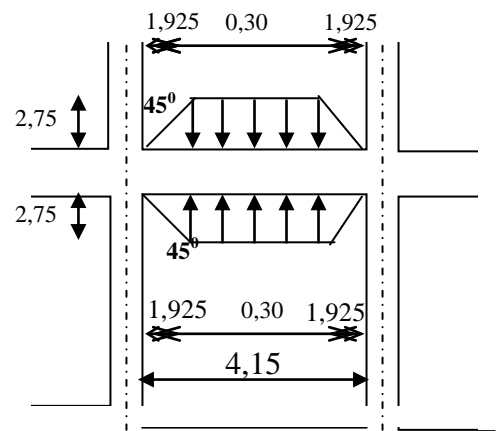
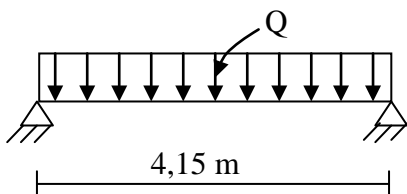


Figure VIII-4: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture(4,15).

Calcul de Q':

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

Avec : $L_{x1} = 2,75\text{m}$

$L_{y1} = 4,15\text{m}$

$L_{x2} = 2,75\text{m}$

$Q = 13,125\text{t/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{13,125}{2} \left[\left(1 - \frac{2,75^2}{3 \times 4,15^2} \right) \times 2,75 + \left(1 - \frac{2,75^2}{3 \times 4,15^2} \right) \times 2,75 \right] = 30,76\text{t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{30,76 \times 4,15^2}{8} = 66,22\text{t.m}$$

VIII-2-7-1 Calcul du ferrailage :▪ **En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 66,20 = 56,27 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{56,27 \times 10^4}{45 \cdot (72)^2 \times 14,17} = 0,170 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,170 \rightarrow \beta = 0,906$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{56,27 \times 10^4}{0,906 \times 72 \times 348} = 24,78 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5T16 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 5T16 ; A = 27,80 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 5T14 \end{cases}$$

Sur appuis :**Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 66,22 = 33,11 \text{ t. m}$$

$$\mu = 0,26 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,271 \rightarrow \beta = 0,846$$

$$A_s = 37,49 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(5T20) Fil + (5T20+5T16) chap ; A = 41,48 cm².**

▪ **Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2M_o = 0,2 \times 66,22 = 13,24 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,110 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,110 \rightarrow \beta = 0,942.$$

$$A_s = 13,46 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(5T16) Fil + (5T14) chap. ; A = 18,73 cm².**

b) Sens transversal (x) :

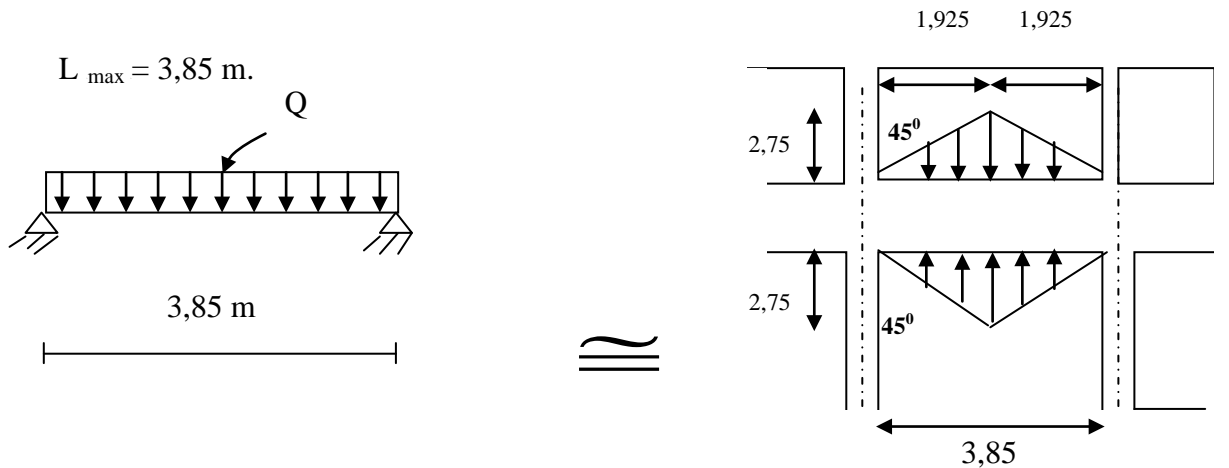


Figure VIII-5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (3,85 m).

Calcul de Q' :

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

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

Tel que : $Q = 13,125 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 3,85 \text{ m}$$

$$Q' = 33,68$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{33,68 \times 3,85^2}{8} = 62,40 \text{ t.m}$$

- Calcul du ferrailage :

▪ En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 62,40 = 53,04 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{53,04 \times 10^4}{45 \cdot (72)^2 \times 14,17} = 0,160 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,912$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53,04 \times 10^4}{0,912 \times 72 \times 348} = 23,21 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5T16 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 5T16 ; A = 27,80 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 5T14 \end{cases}$$

▪ **En appuis :**

Appuis intermédiaires:

$$M_a=0,5M_0=0,5 \times 62,40=31,20 \text{ t.m} \quad b=45\text{cm} \quad h=80\text{cm} \quad d=0,9h=72\text{cm}$$

$$\mu = 0,094 < \mu_1=0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu=0,094 \rightarrow \beta =0,951$$

$$A_S = 13,09\text{cm}^2$$

On adopte : **(5T16) Fil+ (5T14) chap ; A =17,75 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a=0,2.M_0=0,2 \times 62,40= 12,48 \text{ t.m} \quad b= 45\text{cm} \quad h=80\text{cm} \quad d=0,9h=72\text{cm}$$

$$\mu = 0,038 < \mu_1=0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu=0,038 \rightarrow \beta=0,981$$

$$A_S =5,08\text{cm}^2$$

On adopte : **(5T14) ; A =7,70 cm².**

VIII-2-8 Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 fe) =80 \text{ cm} .$

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue.

Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque coté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 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 $(b_0 \times h) = (0,45 \times 0,80) \text{ m}^2$, on a :

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

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,45+ 0,80) = 7,50 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T16 Fil ; A = 8,04 cm²**

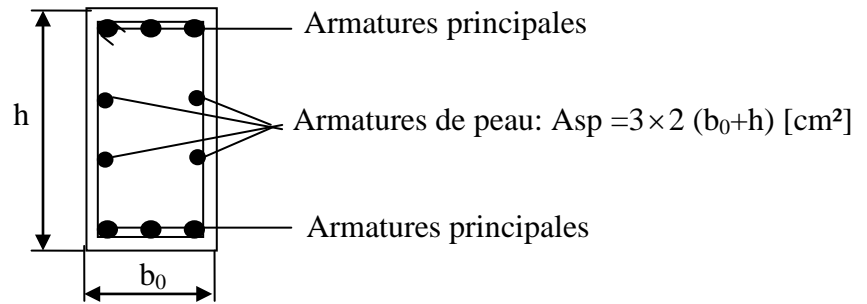


Figure VIII-6: Représente les armatures de peau.

- Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = (Q' - Q) \frac{L_{max}}{2} = (33,68 - 13,125) \frac{4,60}{2} \Rightarrow T_{max} = 47,28 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{47,28}{0,45 \times 0,72 \times 100} = 1,46 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales :

- Diamètre: $\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(22,85 \text{ mm}; 16 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20 \text{ cm}; 19,20 \text{ cm}) = 19,20 \text{ cm}$$

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

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

$$f_e \geq \frac{45 \times (1,46 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 223,21 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = \max(0,83; 0,4 \text{ MPa}) = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\frac{4,71 \times 400}{40 \times 15} = 3,14 > 0,83 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le projet de fin d'étude se relève être d'une grande importance pour tout étudiant embrassant une carrière dans le bâtiment.

La nécessité se relève plus impérative qu'elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements en vigueur.

Cette expérience dans le domaine nous a incité non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances.

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises et non acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

À partir de cette étude, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que le master en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même. « Nous constatons que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats ».

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE :

Livrets et règlements:

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
- [2] Cours et Exercices : Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL (1991)
- [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA (1993).
- [4] Document technique réglementaire : DTRB.C.2.48
- [5] DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
- [6] Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation(1988).

Mémoire:

- [7] Etude d'un bâtiment (R+4) avec sous-sol à usage d'habitation Promotion (2015/2016)
«Université Tiaret »
 - [8] Etude d'une tour en (R+7) avec sous-sol à usage multiple Promotion (2014/2015)
«Université Beskra »
 - [9] Etude d'un bâtiment en béton armé (R+6) à usage multiple Promotion (2014/2015)
«Université Tiaret »

 - [10]Etude d'un bâtiment en béton armé (R+9) à usage d'habitation Promotion (2014/2015)
«Université Tiaret»
- Cours:
- [11] Polycopié, Béton armé (Mr : Mimouni Mohamed) 1er Année Master (2013-2014)
«Université de Tiaret »

 - [12] Polycopié, Analyse des structures II (Mr : Bouderbera Bachir) 1^{er} Année Master
Novembre 2014, Université de Tiaret.

Logiciels :

Logiciel de dessin : AUTO CAD 2004
Logiciel d'analyse des structures : ETABS version 9.6.0
Logiciel SOCOTEC
EXCEL 2007
WORD 2010