



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture
N° d'ordre :M...../GCA/2018

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (structure)

Thème

**Etude d'un bâtiment (Sous-sol +R.D.C + 10 étages) à usage
D'Habitation**

Présenté par :

1. AMEUR MESSAFAH Nabila

2. BAGHDADI BENATTIA Asma

Soutenu le 24/08/ 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr KADRI TAHAR

Examineur :Mr REZIGUA AHMED

Encadreur: Mr AMMAR BRAHIM

Année Universitaire : 2019 / 2020

dédicaces

Nous dédions cette humble œuvre à la source de la tendresse, au mystère de l'existence, au sourire de la vie et à ceux qui nous ont appris le don, le don et la dignité.

Nos sœurs et frères et tous nos amis proches et parents, sans exception commentaires.

remerciement

Après des éloges, des remerciements et des louanges à dieu tout-puissant, le tout – puissant, qui nous a permis d’accomplir ce travail.

J’adresse mes remerciements et ma reconnaissance à notre grand famille, en particulier à nos chers parents, que dieu prolonge leur vie, et avec de profonds

Remerciements de notre cœur au professeur Ammar Ibrahim et à l’ingénieur ben youcf Abdulhaq

Pour leurs précieux conseils et conseils qui nous ont guidés tout au long de notre période de recherche pendant que je dirige avec nos remerciements et notre gratitude à l’avance au comité de discussion, chacun a appelé en son nom à accepter de discuter de notre mémoire.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق تحت الأرض +طابق ارضي+10 طوابق بخروبة ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 , RPA99 2003 Version , BAEL91modifié99) 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 الدينامكية للبناية بواسطة الحاسوب.

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

الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة، 4، 7، 9، ET ABS Nonlinear v 99، RPA99V2003، BAEL91modifié 99

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 10 étages, implanté à Kharouba dans la wilaya de MOSTAGANEM. 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 l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, ascenseur, et dalle pleine).

➤ L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS Nonlinear v9.7.4 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.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, ETABS Nonlinear v9.7.4, 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 10 floors, located in Kharouba in the wilaya of MOSTAGANEM. 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, elevator, and full slab).

➤ The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS Nonlinear v9.7.4 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 Nonlinear v9.7.4, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I- Introduction et hypothèses de calcul

I.1.Introduction.....	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Caractéristiques générales.....	2
I.3.1. Caractéristiques géométriques de la structure.....	2
I.3.2. Caractéristiques géotechniques du sol	2
I.4. Domaine d'application des règles B.A.E.L91	2
I.5. Les matériaux.....	2
I.5.1- Béton.....	2
I.2. Acier.....	3

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

II.1- Introduction	4
II.2- Pré-dimensionnement des poutres.....	4
II.2.1.Poutres principales.....	4
II.2.2.Poutres secondaires	5
II.3.1- Plancher à corps creux	6
II.3.2- Plancher à dalle pleine.....	7
II.4- Descente de charges	8
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible	9
II.4.2- Plancher étage courant	9
II.4.3 Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous sol)	10
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux.....	11
II.5.1- Les condition de pré-dimensionnement des poteaux	11

II.5.2- Dégression des surcharges d'exploitation	13
II.5.3 Calcul de la section du poteau	14

CHAPITRE III. Etude des planchers

III.1-Introduction.....	18
III.2- Calcul des Plancher à corps creux.....	18
III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles	18
III.2.2-Ferraillage de la dalle de compression.....	19
III.2.3.Méthode de calcul des poutrelle.....	31
III.2.4. Application de la méthode forfaitaire pour les poutrelles	21
III.2.5.Exemple de calcul des poutrelles	22
III.2.6.Ferraillage des poutrelles	28
III.2.6.1.Calcul des armatures longitudinales.....	28
III.2.6.2. Calcul des armatures transversales.....	32
III.2.7. Vérification de la flèche	34
III.3 -Plancher à dalle pleine	38
III.3.1-Méthode de calcul	38
III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations	39
III.3.3 - Calcul du ferraillage de la dalle pleine.....	44
III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement	50
III.3.5-vérification de la flèche.....	51

CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaire

IV. 1.Etude de l'acrotère	55
IV.1.2. Détermination des sollicitations.....	55
IV.1.2-1 Détermination de la section des armatures	56

IV.1.2.2. Vérification au cisaillement.....	59
IV.2- Etude des escaliers.....	60
IV.2.2.1-Pré-dimensionnement.....	61
IV.2.2.2- Descente de charges.....	61
IV.2.2.3- Calcul du ferrailage.....	63

CHAPITRE V. Etude de l'ascenseur

V.1- Introduction.....	67
V.2- Etude de l'ascenseur.....	67
V.3- Descente de charges.....	67
V.4- Etude du plancher.....	70
V.5- Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	76
V.6- Vérification des contraintes de cisaillement.....	83
V.7- Vérification de la flèche.....	83

CHAPITRE VI. : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1. Introduction.....	116
VI.2.Méthode de calcul.....	116
V.I.2.1.Méthode statique équivalents.....	117
VI.2.2.Méthode dynamique.....	
VI.3.Les étapes de la modélisation.....	118
VI.4.Modélisation de la structure.....	120
VI.5.Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	121
VI.6.Vérification des conditions du RPA99/Version2003	

VI.7.interprétation des résultats	124
VI.7.1- Vérification de la résultante des forces sismiques	124
VI.7.2. Calcul de la force sismique totale	127
VI.7.3.Périodes et facteurs de participation modale	
VI.7.4- Vérification des déplacements.....	

CHAPITRE VII. Etude des portiques

VII.1.Introduction.....	132
VII.2.Définitions	132
VII.3. Etude des portiques.....	132
VII.3.1. Combinaisons d'actions	132
VII.3.2. Etude des poutres	133
VII.3.3. Etude des poteaux	143
VII. 3.3.1. Combinaison de charges	143
VII.3.3.2. Principe de calcul.....	143
VII.3.3.3.Ferraillage des poteaux	100

CHAPITRE VIII. Etude des voiles

VIII.1.Introduction.....	174
VIII.2.Ferraillage des voiles de contreventement	174
VIII.3.les armatures verticales	175
VIII.3.1.Les Armatures horizontales.....	176
VIII.4.Etude des voiles périphériques	187

CHAPITRE IX- Etude des fondations

IX.1.Introduction.....	194
------------------------	-----

IX.2.Etude du radier	196
IX.2.1.Généralité	196
IX.2.2. pré dimensionnement du radier	197
IX. 2.3. Détermination des sollicitations.....	201
IX. 3.Ferraillage du radier	205
IX.3.1.Ferraillage de la dalle	205
IX. 3.2.Ferraillage du débordement	213
IX. 4.Ferraillage des poutres de libages	215

Bibiographie

Annexe

Liste des figures

Figure.I. 1: l'implantation de l'ouvrage.....	3
Figure.II. 1: section transversale d'une poutre.....	7
Figure. II.2: coupe transversale d'un plancher a corps creux	11

Liste des figures

Figure. II. 1: section transversale d'une poutre	4
Figure. II.2: coupe transversale d'un plancher a corps creux	6
Figure II.3: coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	8
Figure II.4: coupe transversale du plancher d'étage courant.....	10
Figure II.5 : coupe transversale de la dalle pleine.....	10
Figure II.6 : section réduite du béton	11
Figure. II.7 : hauteur libre de poteau	13
Figure II.8 : section afférente d'un poteau sollicité	21
Figure.III.1 : dimensions des poutrelles	18
Figure.III.2: section de calcul.....	19
Figure.III.3 : Ferrailage de la dalle de compression	20
Figure.III.4 : schéma statique d'une poutre de type 2	22
Figure.III.5 : section de la poutrelle.....	28
Figure.III.6 : section de calcul en "Te".....	28
Figure.III.7 : section de calcul en travée	29
Figure.III.8: section de calcul en appuis	30
Figure.III.9: coupe transversale d'un plancher a corps creux	33
Figure.III.10: section de calcul.....	35
Figure.III.11: dimensions d'un panneau de dalle.....	38
Figure.III.12 : enrobage	39
Figure.III. 13 : schéma statique.....	40
Figure.III.14 : section de calcul en travée (x-x)	45
Figure.III.15 : section de calcul en appuis (x-x).....	48
Figure.III.16: section de calcul en travée (y-y)	50
Figure.III.17 : section de calcul en appuis (y-y).....	52
Figure. IV.1: dimension de l'acrotère et schéma statique	55
Figure. IV.2: position de n ; n' et m_f sur la section	56
Figure. IV.3: position de centre de pression.....	58
Figure. IV.4 : schéma d'escalier.....	60
Figure. IV.5: coupe sur paillasse.....	61
Figure. V.1 : dimensions de l'ascenseur.....	67
Figure. V.2 : schéma de la surface d'impact.....	70
Figure. V.3: schéma de la dalle pleine d'ascenseur	72
Figure. V.4 : Schéma pour le calcul des moments dûs aux charges localisées.....	72
Figure. V.5: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur.....	75
Figure. V.6: section de calcul en travée(x-x).....	77
Figure. V.7 : section de calcul en appui (x-x).....	78
Figure. V.8: section de calcul en travée (y-y).....	80
Figure. V.9 : section de calcul en appui (y-y).....	81

<i>Figure.VI.1 : interface de l'etabs.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure.VI.2 : disposition des voiles de contreventement</i>	<i>88</i>
<i>Figure.VII.1:section de calcul en travée.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure.VII.2:section de calcul en appui</i>	<i>103</i>
<i>Figure.VII.3:armatures transversales.....</i>	<i>106</i>
<i>Figure.VII.4:ferraillage des poutres secondaires.....</i>	<i>107</i>
<i>Figure.VII. 5 : sollicitation sur les poteaux.....</i>	<i>108</i>
<i>Figure.VII.6: zone nodale.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure.VII.7: section du poteau.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure.VII.8: les armatures transversales dans la zone de recouvrement</i>	<i>112</i>
<i>Figure.VII.9: section de calcul</i>	<i>115</i>
<i>Figure.VII.10: position de n'_1 m'_1 et m_1 sur la section transversale.....</i>	<i>116</i>
<i>Figure. VIII. 1: les sollicitations de calcul d'un voile</i>	<i>145</i>
<i>Figure. VIII. 2: les sections de calcul.....</i>	<i>145</i>
<i>Figure. VIII. 3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....</i>	<i>148</i>
<i>Figure. VIII.4: section de calcul.....</i>	<i>149</i>
<i>Figure. VIII.5: position de n'_1 m'_1 et m_1 sur la section transversale</i>	<i>150</i>
<i>Figure. VIII.6: section de calcul.....</i>	<i>153</i>
<i>Figure. VIII. 7: contrainte du voile.....</i>	<i>158</i>
<i>Figure. VIII.8: panneau de dalle appuyé sur 4 cote</i>	<i>159</i>
<i>Figure. VIII.9 : enrobage.....</i>	<i>161</i>
<i>Figure. VIII.10: section de calcul en travée (x-x).....</i>	<i>161</i>
<i>Figure. VIII.11: section de calcul en travée (y-y).....</i>	<i>163</i>
<i>Figure. IX. 1: schéma statique du radier général.....</i>	<i>168</i>
<i>Figure. IX. 2: dimension du radier</i>	<i>171</i>
<i>Figure. IX. 3: dimension de la poutre.....</i>	<i>171</i>
<i>Figure. IX. 4: schéma des contraintes du sol.....</i>	<i>174</i>
<i>Figure. IX.5: schéma du panneau de la dalle.....</i>	<i>175</i>
<i>Figure. IX.6 : enrobage.....</i>	<i>176</i>
<i>Figure. IX. 7:section de calcul dans le sens xx.....</i>	<i>177</i>
<i>Figure. IX. 8 : section de calcul dans le sens yy.....</i>	<i>177</i>
<i>Figure. IX.9 : schéma statique du débordement</i>	<i>184</i>
<i>Figure. IX.10: section de calcul.....</i>	<i>184</i>
<i>Figure. IX.11: la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.....</i>	<i>186</i>
<i>Figure. IX.12: distribution des charges sur les poutres principales</i>	<i>187</i>
<i>Figure. IX.13: distribution des charges sur les poutres secondaires</i>	<i>187</i>
<i>Figure IX.14 : dessin de ferraillage d'une poutre secondaire.....</i>	<i>192</i>

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Dimensions des poutres.	06
Tableau II.2 : les Charges appliquées sur le plancher terrasse.	09
Tableau II.3 : les Charges appliquées sur le plancher étage courant.	10
Tableau II.4 : les Charges appliquées sur la dalle pleine.	11
Tableau II.5 : la loi de dégression des surcharges d'exploitation.	14
Tableau II.6 : tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.	17
Tableau III.1 : Des moments fléchissant et des efforts tranchants (pour la poutrelle type 1)	25
Tableau III.2 : Des moments fléchissant et des efforts tranchants (pour la poutrelle type 2)	26
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchant maximaux.	27
Tableau III.4 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du haut du sous sol en ELU.	42
Tableau III.5 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du haut du sous sol en ELS.	43
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage de la dalle pleine du niveau haut du sous sol	54
Tableau V.1 : caractéristique des câbles.	69
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats.	74
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.	76
Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité.	90
Tableau VI.2 :Pénalités du facteur de qualité P_q	91
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales.	95
Tableau VI.4 : Vérification des déformations.	97
Tableau.VII.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :	100
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.	108
Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.	116
Tableau VII.4 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.	117
Tableau.VII.5 :Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux	146
Tableau VIII.1 : les sollicitations maximales.	149
Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations :	160
Tableau IX.1 : dimension des poutres.	171
Tableau IX.2 : tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres	187

Notation

BAEL	<i>Béton armé à l'état limites</i>
RPA	<i>Règlement parasismique Algérien</i>
ELUR	<i>Etat limite ultime de résistance</i>
ELS	<i>Etat limite de service</i>
G	<i>Charge permanents</i>
Q ; P	<i>Charge d'exploitation</i>
E	<i>Charge sismique</i>
q_u	<i>Chargement ultime</i>
q_s	<i>Chargement de service</i>
M_f	<i>Moment fléchissant</i>
M_t	<i>Moment de flexion en travée</i>
M_a	<i>Moment de flexion en appui</i>
M_d	<i>Moment en appui droite</i>
M_g	<i>Moment en appui gauche</i>
N	<i>Effort normal</i>
T_d	<i>Effort tranchant à droit du point considéré</i>
T_g	<i>Effort tranchant à gauche du point considéré</i>
f_{c28}	<i>Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge</i>
f_{t28}	<i>Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge</i>
E_{ij}	<i>Module de déformation longitudinale instantané</i>
E_{vj}	<i>Module de déformation longitudinale différée</i>
γ_s	<i>Coefficient de sécurité pour l'acier</i>
γ_b	<i>Coefficient de sécurité pour le béton</i>
h	<i>Hauteur des éléments (poteaux, poutres)</i>
b	<i>Largeur des éléments</i>
h₀	<i>Hauteur de la table de compression</i>
σ_b	<i>Contrainte de calcul dans le béton</i>
$\overline{\sigma}_b$	<i>Contrainte admissible limite dans le béton</i>
σ_s	<i>Contrainte de calcul dans l'acier</i>
$\overline{\sigma}_s$	<i>Contrainte admissible limite dans l'acier</i>
τ_u	<i>Contrainte tangentielle de calcul</i>
$\overline{\tau}_u$	<i>Contrainte tangentielle limite</i>
φ_t	<i>Diamètre des armatures</i>
S	<i>Espacement entre armatures transversales</i>
A^u	<i>Armatures calculées à l'ELUR</i>
A^s	<i>Armatures calculées à ELS</i>
A_a	<i>Armatures en appuis</i>
A_t	<i>Armatures en travées</i>
I_{xx}	<i>Inertie par rapport à l'axe des abscisses</i>
I_{yy}	<i>Inertie par rapport à l'axe des ordonnées</i>
M_{zz}	<i>Inertie massique</i>
L_f	<i>Longueur de flambement</i>

B_r	<i>Section réduite</i>
L_x	<i>La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine</i>
L_y	<i>La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine</i>
I_0	<i>Moment d'inertie de la section homogène</i>
I_f	<i>Moment d'inertie fictif</i>
f	<i>Flèche due à une charge considérée (g; j; p)</i>
Δf_t	<i>Flèche total</i>
ζ	<i>Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$</i>

Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction :

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte pour la présentation de l'ouvrage, et les caractéristiques des matériaux utilisés, et les objectifs de notre travail.

I.2. Présentation du projet :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+10) en béton armé. Il est composé, d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée (locaux commerciaux), et les autres étages restent à usage d'habitation.

Le lieu d'implantation est à Kharouba, commune de Mostaganem, wilaya de Mostaganem. Cette région est classée comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) et de groupe d'usage 2 selon la classification des zones établie par le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003.

I.3. Caractéristiques générales :

1.3.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- ❖ La hauteur de niveau sous -sol est : $h_{ss}=2.5$ m.
- ❖ La hauteur de niveau de RDC est : $h_{RDC}=4.08$ m.
- ❖ La hauteur du 1^{er} au 10^{ème} étage est : $h_{ec}=3.06$ m.
- ❖ La hauteur totale du bâtiment est : $H=37.18$ m.
- ❖ La longueur totale du bâtiment est : $L=28.44$ m.
- ❖ La largeur totale du bâtiment est : $B=20.55$ m.

I.3.2. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 2,5$ bars.

I.4-Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m².

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1.Béton :

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

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

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m³ (DS ≤ 0,5 mm) ;
- gravier800 litres / m³ ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- l'eau de gâchage160 à 180 litres / m³

❖ **Résistance du béton :**

- La résistance du béton à la compression à 28 jour: $f_{c28}=25$ MPa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28}=2.10$ MPa.
- La contrainte admissible du béton est : $\sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2$ MPa.

Avec : $\begin{cases} \gamma_b=1.5 & \text{situation durable.} \\ \gamma_b=1.15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

- Le module de déformation longitudinale instantanée est : $E_{ij}=11000^3 \sqrt{f_{cj}}$
- Le module de déformation longitudinale différée est : $E_{vj}=3700^3 \sqrt{f_{cj}}$

Le coefficient de poisson est :

$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{pour le calcul des déformations à l'ELS.} \end{cases}$

I.5.2. Acier :

- ❖ Le module longitudinal de l'acier est : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa.
- ❖ La contrainte admissible du l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

f_e : La limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$\begin{cases} \gamma_s=1.15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s=1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Introduction générales

Introduction :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, elle est une expression désignant la construction en général.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et bâtiment.

L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments.

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

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à l'étude de l'effet de la position des voiles sur la globalité d'une structure en béton armé.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants, des planchers, des poutres, des poteaux et des voiles donne l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir le CBA93, RPA99/ version 2003.

II.2. Pré-dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections doivent satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Critère de rigidité :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 h \leq b \leq 0.8 h \end{cases}$$

Avec :

- L** : Longueur de la poutre.
- h** : hauteur totale de poutre.
- b** : Largeur de la poutre.

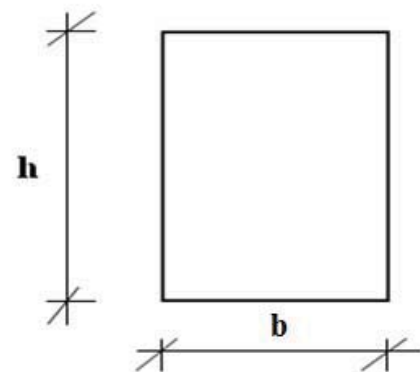


Fig II.1 : section transversale d'une poutre

✓ **Conditions imposées par le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) :**

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm.
- $\frac{h}{b} \leq 4$

II.2.1. Poutres principales :

❖ Critère de rigidité :

$$L_{\max} = 610 \text{ cm.}$$

$$\frac{610}{15} \leq h \leq \frac{610}{10} \quad \Rightarrow \quad 40,67 \text{ cm} \leq h \leq 61 \text{ cm}$$

On prendra : **h=50 cm.**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \quad \Rightarrow \quad 20 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$$

On prendra : **b=30 cm.**

Donc : la section de la poutre principale est de dimensions **(30×50) cm².**

❖ **Conditions imposées par le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) :**

- $b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}.$
- $h=50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}.$
- $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 < 4$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow on garde la section rectangulaire de $(30 \times 50) \text{ cm}^2$ pour la poutre principale.

II.2.2. Poutres secondaires :

❖ **Critère de rigidité :**

$$L_{\max} = 540 \text{ cm}.$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \quad \Rightarrow \quad 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prendra : **h = 45 cm.**

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \quad \Rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prendra : **b= 30 cm.**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimensions **(30×45) cm².**

❖ **Conditions imposées par le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) :**

- $b= 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $h= 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4.$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow on garde la section rectangulaire de (30×45) cm² pour la poutre secondaire.

Tableau II.1 : Dimensions des poutres.

Poutres principales (b×h) cm ²	Poutres secondaires (b×h) cm ²
(30×50)	(30×45)

II.3. Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

II.3.1. Plancher à corps creux :

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité les différents niveaux.

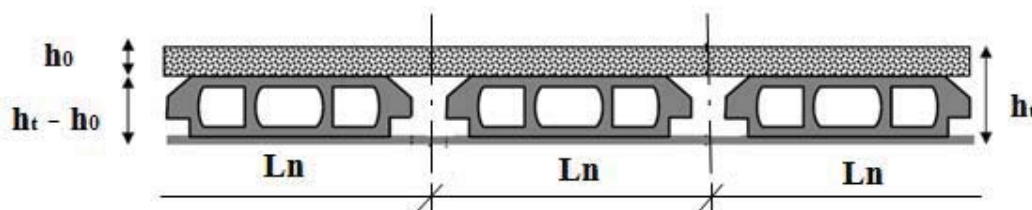


Fig II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher ;

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression et

$(h_t - h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

On a : $L_{\max} = (540-30) \text{ cm} = 510 \text{ cm}$.

$$L = 510 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 20.4 \text{ cm} \leq h_t \leq 25.5 \text{ cm}$$

On prendra : $h_t = (20+4) = 24 \text{ cm}$.

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

Au niveau inférieur on utilise un plancher à dalle pleine, car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques et le plancher est considéré comme infiniment rigide horizontalement.

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les conditions suivantes :

❖ Condition de résistance à la flexion (BAEL 91) :

En général, les panneaux de dalle sont appuyés sur quatre, trois ou deux cotés.

Pour le calcul des dalles, on peut avoir :

a)-dalle portant dans un seul sens :

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les 2 conditions suivantes sont vérifiées :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$.
- La charge est uniformément répartie

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \times L_x$$

b)-dalle portant suivant deux directions :

- $0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$
- La charge est uniformément répartie ou la dalle est soumise à une charge concentrée quelque soit la valeur de ρ

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) \times L_x$$

Avec :

$$L_x \leq L_y$$

L_x : la plus petite dimension du panneau de la dalle.

L_y : la plus grande dimension du panneau de la dalle.

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 5.40 - 0.30 = 5.10 \text{ m} \\ L_y = 6.10 - 0.30 = 5.80 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.10}{5.80} = 0.88 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1.$$

Donc : la dalle porte suivant deux directions.

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 10.2 \text{ cm} \leq h_d \leq 12.75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_d = 12 \text{ cm.}$$

L'épaisseur des dalles dépend des conditions suivantes :

❖ **Condition de résistance au feu :**

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour une deux heures de coupe-feu.
- $h_d = 17.5 \text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

❖ **Condition de d'isolation acoustique :**

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm.}$
- Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm.}$

Conclusion :

Donc pour satisfaire les différentes conditions ci-dessus, on adoptera comme épaisseur de la dalle pleine : $h_d = 16 \text{ cm.}$

II.4. Descente de charges :

II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :

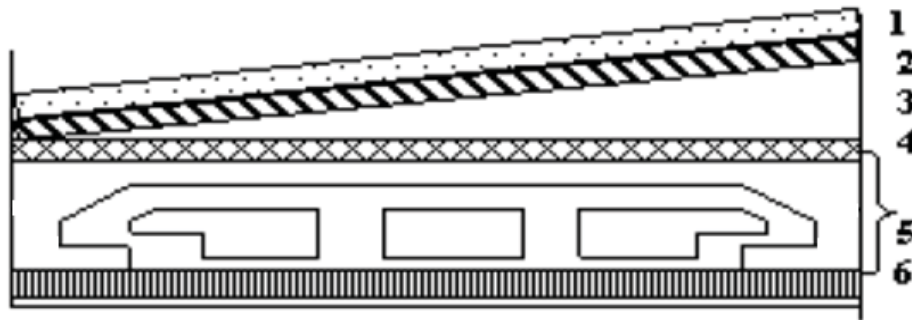
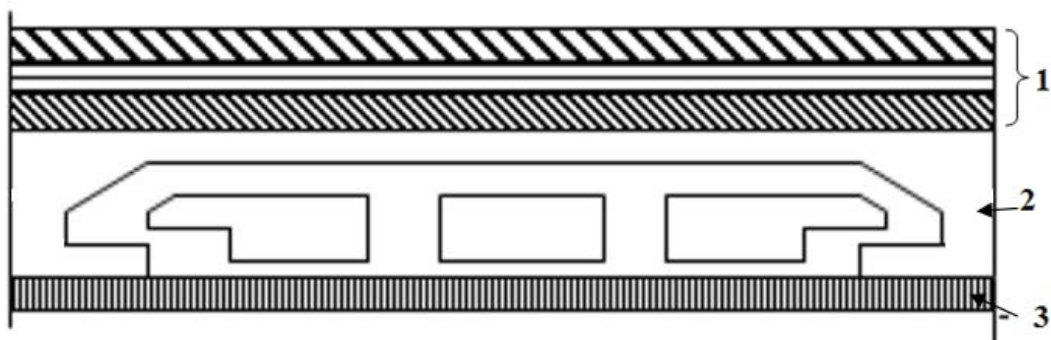


Fig II.3: coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2: les Charges appliquées sur le plancher terrasse.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids propre (KN /m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.12	22	2.64
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Corps creux + dalle de compression (20+4)	0.24	/	3.20
6	Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente G				7.27 KN /m²
Charge d'exploitation Q				1.00 KN /m²

II.4.2. Plancher étage courant :

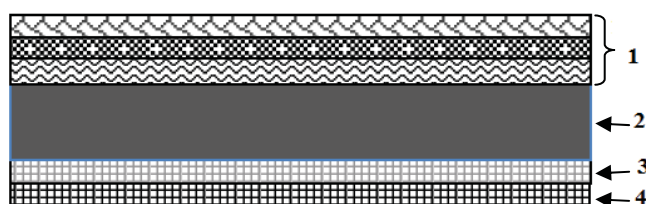


FigII.4 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.

Tableau II.3: les Charges appliquées sur le plancher étage courant.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids propre (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage + mortier de pose + sable	0.05	/	1.04
2	Corps creux + dalle de compression (20+4)	0.24	/	3.20
3	Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
4	Cloisons légère	0.10	10	1.00
Charge permanente G				5.39 KN /m²
Charge d'exploitation Q				1.50KN /m²

II.4.3. Dalle pleine du RDC :



FigII.5 : Coupe transversale de la dalle pleine.

Tableau II.4: les Charges appliquées sur la dalle pleine.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids propre (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage + mortier de pose + sable	0.05	/	1.04
2	Dalle pleine	0.16	25	4.00
4	Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
5	Cloisons légère	0.1	10	1.00
Charge permanente G				6.18 KN/m²
Charge d'exploitation Q				2.50 KN/m²

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

II.5.1. Les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

- a-Critère de résistance.
- b-Critère de stabilité de forme (flambement).
- c-Conditions imposées par le RPA99 (version 2003).

a-Critère de résistance :

On sait que :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \right] \dots\dots\dots (1)$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA.99 Version 2003.

On prend $\frac{A}{B_r} = 0.8\%$ (Zone IIa)

- **B_r** : Section réduite du poteau : $B_r = [(a - 0,02) (b - 0,02)] \rightarrow$ en[m].

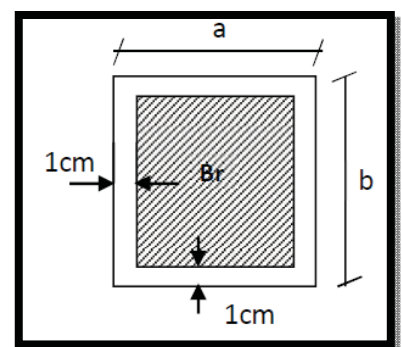


Fig II.6: la section réduite du poteau

- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état limite ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- σ_s : Résistance de calcul des aciers à l'état limite ultime.

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

- β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{ avec } \lambda \leq 35.$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prend $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2$

- N_u : la charge verticale à l'ELU, elle se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Avec :

N_G : Effort normal du aux charges permanentes.

N_Q : Effort normal du aux charges d'exploitations.

La formule (1) est simplifiée et devient :

$$Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \times \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \times 348 \right]} \right] \right) \times N_u$$

Donc : $Br \geq 0.066 \times N_u$

b-Critère de stabilité de forme (flambement) :

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } L_f = 0,7 \times l_0$$

- I : Moment d'inertie de la section du poteau.

- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration.

c-Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

Pour zone IIa : on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (h, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (h, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage.

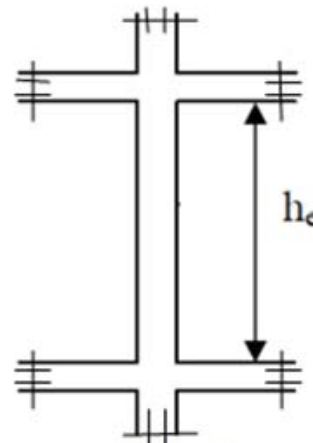
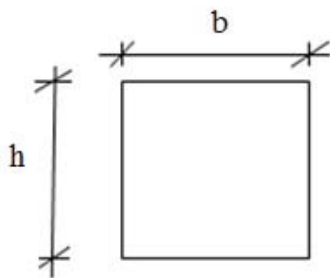


Fig II.8: hauteur libre de poteau

II.5.2. Dégression des surcharges d'exploitation :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, il faut utiliser la loi de dégression de la charge d'exploitation.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2 \dots Q_n$.

Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2,...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

- Haut 10^{ème} étage : Q_0
- Haut 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$
- Haut 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Haut 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Haut 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Haut 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Tableau II.5 : la loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Niveau	La loi de dégression	Q (KN /m ²)
Haut 10 ^{ème} étage	Q_0	1.00
Haut 9 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	2.50
Haut 8 ^{ème} étage	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	3.85
Haut 7 ^{ème} étage	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
Haut 6 ^{ème} étage	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
Haut 5 ^{ème} étage	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7.00
Haut 4 ^{ème} étage	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+.....+Q_6)$	7.75
Haut 3 ^{ème} étage	$Q_0+0.71 (Q_1+.....+Q_7)$	8.50
Haut 2 ^{ème} étage	$Q_0+0.69 (Q_1+.....+Q_8)$	9.25
Haut 1 ^{ème} étage	$Q_0+0.67 (Q_1+.....+Q_9)$	10.00
RDC	$Q_0+0.65 (Q_1+.....+Q_{10})$	10.75
Sous sol	$Q_0+0.64 (Q_1+.....+Q_{11})$	12.14

II.5.3.Calcul de la section du poteau :**Exemples de calcul (poteau du 10^{ème} étage) :****Remarque** : on utilise le poteau le plus sollicité.

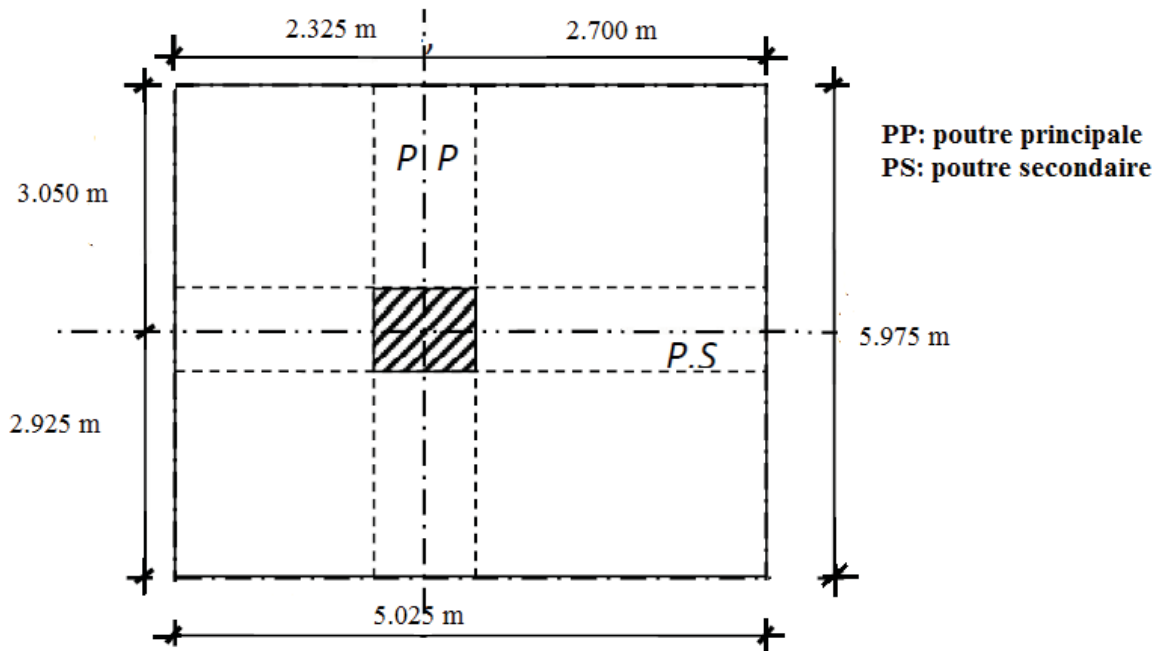


Fig II.9 : Section afférente d'un poteau sollicité.

La longueur afférente de la poutre principale (PP) :

$$L_{aff\ PP} = \left(\frac{6.10}{2} + \frac{5.85}{2} \right) = 5.975 \text{ m.}$$

La longueur afférente de la poutre secondaire (PS) :

$$L_{aff\ PS} = \left(\frac{4.65}{2} + \frac{5.40}{2} \right) = 5.025 \text{ m}$$

La section afférente du plancher :

$$S_{aff\ de\ plancher} = \left(\frac{4.65}{2} + \frac{5.40}{2} \right) \times \left(\frac{6.10}{2} + \frac{5.85}{2} \right) = 5.025 \times 5.975 = 30.024 \text{ m}^2.$$

Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{pp} = 25 \times 0.30 \times 0.50 = 3.750 \text{ KN/m}_l$$

$$P_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.45 = 3.375 \text{ KN/m}_l$$

Détermination de l'effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1.15 \times P_u$$

$$P_u = N_{pl} + N_{pp} + N_{ps}$$

$$N_{P(\text{plancher})} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times Q_{\text{cumulé}}) \times S_{aff}$$

$$= (1.35 \times 7.27 + 1.5 \times 1) \times 30.024$$

$$= \mathbf{339.706 \text{ KN}}$$

$$N_{pp} = 1.35 \times P_{pp} \times L_{aff\ pp} \times n \quad \text{Avec : } n = \text{nombre de plancher}$$

$$N_{pp} = 1.35 \times 3.750 \times 5.975 \times 1$$

$$N_{pp} = \mathbf{30.248 \text{ KN}}$$

$$N_{ps} = 1.35 \times P_{ps} \times L_{aff\ ps} \times n$$

$$N_{ps} = 1.35 \times 3.375 \times 5.025 \times 1$$

$$N_{ps} = \mathbf{22.895 \text{ KN}}$$

$$P_u = 339.706 + 30.248 + 22.895 = 392.849 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 1.15 \times P_u = \mathbf{451.776 \text{ KN}}$$

$$\text{La section réduite de béton : } Br \geq 0.66 \times N_u$$

$$Br \geq 0.66 \times 451.776 = \mathbf{298.172 \text{ cm}^2}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 298.172 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau carré :

$$a=b \geq \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a=b \geq \sqrt{298.172} + 2 = 19.27 \text{ cm}$$

Donc : la section du poteau de terrasse **(30x30) cm²**.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $\text{Min}(30 ; 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (Zone IIa)}$
 - $\text{Min}(30 ; 30) \geq \frac{282}{20} = 14.1$
 - $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$
- } \Rightarrow conditions vérifiées

❖ Critère de stabilité de forme (flambement) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{30 \times 30^3}{12}}{30 \times 30}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{8.66} = 24.73 < 35 \Rightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Les dimensions du poteau seront maintenues.

Tableau II.6 : tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

i=	He	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Critère de Résistance				R P A		Flambement
										B _r (cm ²)	a (cm)	a Choisi (cm)	min (a,b) ≥ h _d /20 ?	min (a,b) ≥ h _d /20 ?	1/4 ≤ a /b ≤ 4 ?	
00	3,06	Haut 10 ^e étage	7.27	1,00	30.25	22.90	0	339.71	451.78	298.80	19.29	30.00	ok	ok	ok	24,70
01	3,06	Haut 9 ^e étage	12.66	2,50	60.50	45.79	9.29	625.74	852.52	563.83	25.75	35.00	ok	ok	ok	21.18
02	3,06	Haut 8 ^e étage	18.05	3,85	90.75	68.69	21.95	905.01	1249.34	826.28	30.75	40.00	ok	ok	ok	18.53
03	3,06	Haut 7 ^e étage	23.44	5,05	120.99	91.58	38.47	1177.53	1642.86	1086.53	34.96	40.00	ok	ok	ok	18.53
04	3,06	Haut 6 ^e étage	28.83	6,10	151.24	114.48	54.99	1443.29	2028.60	1341.65	38.63	45.00	ok	ok	ok	16.47
05	3,06	Haut 5 ^e étage	34.22	7,00	181.49	137.37	75.91	1702.29	2411.62	1594.97	41.94	45.00	ok	ok	ok	16.47
06	3,06	Haut 4 ^e étage	39.61	7,75	211.74	160.27	96.82	1954.54	2786.87	1843.15	44.93	50.00	ok	ok	ok	14.82
07	3,06	Haut 3 ^e étage	45.00	8,50	241.99	183.16	122.64	2206.79	3167.77	2095.06	47.77	50.00	ok	ok	ok	14.82
08	3,06	Haut 2 ^e étage	50.39	9,25	272.24	206.06	148.46	2459.04	3548.66	2346.97	50.45	55.00	ok	ok	ok	13.48
09	3,06	Haut 1 ^e étage	55.78	10,00	302.48	228.95	179.70	2711.29	3935.79	2603.01	53.02	55.00	ok	ok	ok	13.48
10	4,08	Haut RDC	61.17	10,75	332.73	251.85	221.35	2963.54	4334.89	2866.97	55.54	60.00	ok	ok	ok	16.47
11	2,5	Haut sous sol	67.35	12,14	362.98	274.74	251.73	3276.64	4791.00	3168.62	58.29	60.00	ok	ok	ok	10.09

Chapitre III : Etude des planchers

III.1. Interdiction :

Les planchers constituent des éléments structuraux très importants en structure, ils offrent une surface plane sur laquelle il est possible de circuler ou d'entreposer des marchandises et sous laquelle il est possible de s'abriter des intempéries. Dans ce projet, nous avons deux types des planchers :

- Un plancher à corps creux et
- Un plancher en dalle pleine.

III.2. calcul des planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en forme de T ; comportant des aciers de liaison avec la dalle compression.
- Eléments de remplissage (coffrage perdu) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudés, qui garantit une meilleure répartition des charges.

III.2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

$$\begin{cases} h_t = 24 \text{ cm} \\ h_1 = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le (DTR B.C.2.41), la largeur des ailettes de la table de compression sera calculée à partir de la plus petite de valeurs suivantes de b_1 :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{Ln - b_0}{2} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{cases}$$

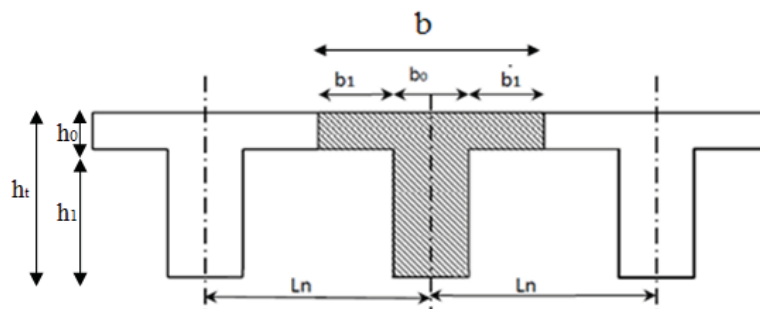


Fig III.1 : Dimensions des poutrelles.

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) (**DTR B.C.2.2**)

L : La portée entre nus d'appuis de la poutrelle ($L = 510 \text{ cm}$)

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

b_1 : doit vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{60-12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm} \\ b_1 \leq (24 \div 32) \text{ cm} \end{array} \right.$$

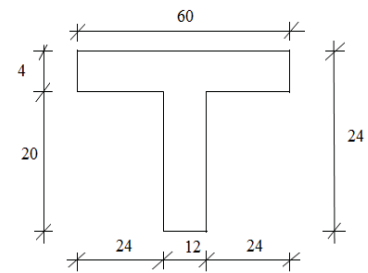


Fig III.2 : section de calcul

On prend : $b_1 = 24 \text{ cm}$

Donc : la largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre dont des dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{Si } L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

A_{\perp} : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.

A_{\parallel} : La section des armatures parallèles aux nervures.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé.

a. Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a : $50 \text{ cm} < L_n = 60 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$$

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

On prendra $\phi = 5 \text{ mm}$

Choix des armatures :

$$5\phi 5 \Rightarrow A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\phi 5 \Rightarrow A_{//} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 5$ dans les deux sens, espacés de 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 20 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

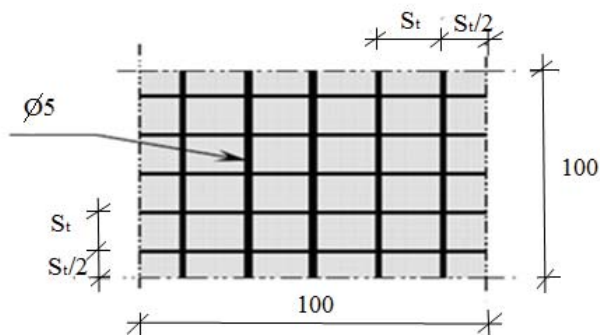


Fig III.3 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.2 .3. Méthode de calcul des poutrelles :

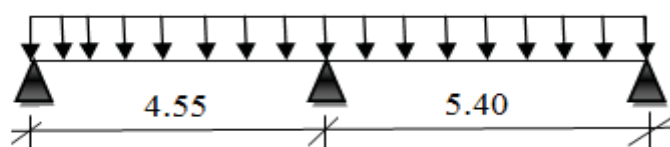
Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes

- Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifier.
 - a) La surcharge d'exploitation $Q_1 \leq \min [(2G \text{ N/m}^2 ; 5000 \text{ N/m}^2)]$.
 - b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
 - c) Les portées successives des travées dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

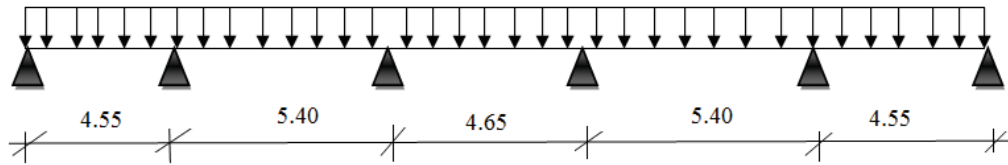
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$
 - d) La fissuration est considérée, comme non préjudiciable (peu nuisible).
- Méthode de Caquot, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifier.
- Méthode de Caquot minoré, si la condition « a » vérifier et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifier.

Pour notre cas nous avons deux types des poutrelles.

- Type 1 :



- Type 2 :



- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Plancher 10^{ème} étage (plancher terrasse) :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$; $G = 7.27 \text{ KN/m}^2$

a) $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2 \times 7.27 ; 5 \text{ KN/m}^2)$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (14.54 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots$ Condition vérifiée.

b) Les moments d'inertie est constant Condition vérifiée.

c) $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.55}{5.40} = 0.84 < 1.25 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) La fissuration est peu nuisible Condition vérifiée.

Conclusion :

Les quatre conditions sont vérifiées pour tous les types, type 1 et type 2 \Rightarrow on peut utiliser la méthode forfaitaire.

III.2.4. Application de la méthode forfaitaire pour les poutrelles :

- ✓ **Principe de la méthode :**

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant pour une travée indépendante.

$$M_0 = q \times \frac{L^2}{8}$$

- **Moment en appui :**

$M_a \leq -0.6 M_0 \Rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées

$M_a \leq -0.5 M_0 \Rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_a \leq 0.4 M_0 \Rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

- **Moment en travées :**

$$M_0 = q \times \frac{L^2}{8} \quad ; \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Talque :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 \Rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) \times M_0 \Rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

III.2.5. Exemple de calcul des poutrelles :

On applique la méthode forfaitaire pour le plancher terrasse type 2.

❖ Moment fléchissant :

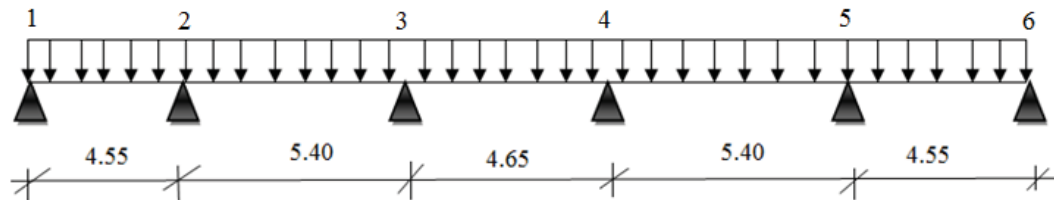


Fig.III.4 : schéma statique d'une poutre de type 2.

❖ Evaluation de la charge :

- Etat limite ultime :

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times b$$

$$q_u = (1.35 \times 7.27 + 1.5 \times 1) \times 0.6 = 6.7887 \text{ KN/m.}$$

- Etat limite service :

$$q_u = (G+Q) \times b$$

$$q_u = (7.27 + 1) \times 0.60 = 4.962 \text{ KN/m.}$$

❖ Moment fléchissant :

Moment en appui de rive :(1 et 6)

- Etat limite ultime :

$$M_{ar}^1 = M_{ar}^6 = -0.2 M_{01} = -0.2 \times \frac{6.789 \times 4.55^2}{8} = -3.514 \text{ KN.m.}$$

- Etat limite service :

$$M_{ar}^1 = M_{ar}^6 = -0.2 \times \frac{4.962 \times 4.55^2}{8} = -2.568 \text{ KN.m.}$$

Moment en appui intermédiaire (2 et 5) :

- Etat limite ultime :

$$M_{ai}^2 = M_{ai}^5 = -0.5 \max (M_{01}; M_{02}) = -0.5 \max (17.569 \text{ KN.m}; 24.746 \text{ KN.m}) = -12.373 \text{ KN.m}$$

- Etat limite service :

$$M_{ai}^2 = M_{ai}^5 = -0.5 \max (M_{01}; M_{02}) = -0.5 \max (12.841 \text{ KN.m}; 18.086 \text{ KN.m}) = -9.043 \text{ KN.m}$$

Moment en appui intermédiaire (3 et 4) :

- Etat limite ultime :

$$M_{ai}^3 = M_{ai}^4 = -0.4 \max (M_{02}; M_{03}) = -0.4 \max (24.746 \text{ KN.m}; 18.349 \text{ KN.m}) = -9.898 \text{ KN.m}$$

- Etat limite service :

$$M_{ai}^3 = M_{ai}^4 = -0.4 \max (M_{02}; M_{03}) = -0.4 \max (18.086 \text{ KN.m}; 13.411 \text{ KN.m}) = -7.234 \text{ KN.m}$$

Moment en travées de rive (1-2) et (5-6) :

- Etat limite ultime :

$$M_t = \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 ; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{7.27+1} = 0.121$$

$$M_t = \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.121}{2} \right) \times 17.569 = 10.860 \text{ KN.m}$$

- Etat limite service :

$$M_t = \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 = \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.121}{2} \right) \times 12.841 = 7.937 \text{ KN.m}$$

Moment en travées intermédiaire (2-3) et (4-5) :

- Etat limite ultime :

$$M_t = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 = \left(\frac{1+0.3 \times 0.121}{2} \right) \times 24.746 = 12.822 \text{ KN.m}$$

- Etat limite service :

$$M_t = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 = \left(\frac{1+0.3 \times 0.121}{2} \right) \times 18.086 = 9.372 \text{ KN.m}$$

Moment en travées intermédiaire (3-4) :

- Etat limite ultime :

$$M_t = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 = \left(\frac{1+0.3 \times 0.121}{2} \right) \times 18.349 = 9.508 \text{ KN.m}$$

- Etat limite service :

$$M_t = \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 = \left(\frac{1+0.3 \times 0.121}{2} \right) \times 13.411 = 6.949 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des conditions :

Travées (1-2) et (5-6) :

- Etat limite ultime :

$$1) : M_t + \frac{M_w + M_e}{2} = 10.860 + \frac{3.514 + 12.373}{2} = 18.804 \text{ KN.m}$$

$$2) : \text{Max} [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0] = \text{Max} [18.207 \text{ KN.m} ; 18.447 \text{ KN.m}] = 18.447 \text{ KN.m}$$

Condition (1) > (2) ⇒ Condition vérifiée

- Etat limite service :

$$1) : M_t + \frac{M_w + M_e}{2} = 7.937 + \frac{2.568 + 9.043}{2} = 13.743 \text{ KN.m}$$

$$2) : \text{Max} [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0] = \text{Max} [13.307 \text{ KN.m} ; 13.483 \text{ KN.m}] = 13.483 \text{ KN.m}$$

Condition (1) > (2) ⇒ Condition vérifiée

Travées (2-3) et (4-5) :

- Etat limite ultime :

$$1) : M_t + \frac{M_w + M_e}{2} = 12.822 + \frac{12.373 + 9.898}{2} = 23.957 \text{ KN.m}$$

$$2) : \text{Max} [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0] = \text{Max} [25.644 \text{ KN.m} ; 25.983 \text{ KN.m}] = 25.983 \text{ KN.m}$$

Condition (1) < (2) ⇒ Condition non vérifiée

On prendra : $M_t = 14.848 \text{ KN.m}$

- Etat limite service :

$$1) : M_t + \frac{M_w + M_e}{2} = 9.372 + \frac{9.043 + 7.234}{2} = 17.511 \text{ KN.m}$$

$$2) : \text{Max} [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0] = \text{Max} [18.743 \text{ KN.m} ; 18.990 \text{ KN.m}] = 18.990 \text{ KN.m}$$

Condition (1) < (2) \Rightarrow Condition non vérifiée

On prendra : $M_t = 10.851 \text{ KN.m}$

Travées (3-4):

- Etat limite ultime :

$$1) : M_t + \frac{M_w + M_e}{2} = 9.508 + \frac{9.898 + 9.989}{2} = 19.406 \text{ KN.m}$$

$$2) : \text{Max} [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0] = \text{Max} [19.015 \text{ KN.m} ; 19.266 \text{ KN.m}] = 19.266 \text{ KN.m}$$

Condition (1) < (2) \Rightarrow Condition non vérifiée

- Etat limite service :

$$1) : M_t + \frac{M_w + M_e}{2} = 6.949 + \frac{7.234 + 7.234}{2} = 14.183 \text{ KN.m}$$

$$2) : \text{Max} [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0] = \text{Max} [13.898 \text{ KN.m} ; 14.082 \text{ KN.m}] = 14.082 \text{ KN.m}$$

Condition (1) < (2) \Rightarrow Condition non vérifiée

❖ **L'effort tranchant** :

$$T_0 = \frac{q_u \times L}{2}$$

T_0 : la valeur maximale de l'effort tranchant.

Travée de rive (1-2) et (5-6) :

$$T_1 = T_0 = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.789 \times 4.55}{2} = 15.445 \text{ KN.}$$

$$T_2 = 1.1 \times T_0 = 1.1 \times 15.445 = 16.990 \text{ KN.}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des efforts tranchant sont donnée dans le **tableau III.2**

Tableau III.1 : Des moments fléchissant et des efforts tranchants (pour la poutrelle type 1)

➤ Pour la terrasse :

Portée (m)	4.55	5.40
G : Permanentes (daN/m)	436.2	436.2
Q : exploitation (daN/m)	60	60
qu=(1.35G+1.5Q) (daN/m)	678.87	678.87
Qs=(G+Q) (daN/m)	496.2	496.2
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$		1.19

ELU

M(iso) travée	1756.79	2474.48
Ma (appui)	-351.36	-1484.69
Mt (travée) en (daN.m)	1085.94	1529.57
α(travée)	0.121	0.121
1) : Mt+(Mw+Me)/2	2003.96	2519.21
2) : Max[(1+0.3α)M0 ; 1.05M0]	1844.63	2598.21
Condition 1 ≥ 2	Vérfiée	Non vérifiée
Mt (travée à prendre) en (daN.m)	1085.94	1608.41
T (iso) en (daN)	1544.43	1832.95
T (à prendre) en (daN)	1544.43	-1776.09
	2107.89	-1832.95

- **Tableau III.2** : Des moments fléchissant et des efforts tranchants (pour la poutrelle type 2)
 ➤ Pour la terrasse

Portée (m)	4.55	5.40	4.65	5.40	4.55
G : Permanentes (daN/m)	436.2	436.2	436.2	436.2	436.2
Q : exploitation (daN/m)	60	60	60	60	60
qu=(1.35G+1.5Q) (daN/m)	678.87	678.87	678.87	678.87	678.87
Qs=(G+Q) (daN/m)	496.2	496.2	496.2	496.2	496.2
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	1.19	0.86	1.16	0.84	

ELU

M(iso) travée	1756.79	2474.48	1834.86	2474.48	1756.79					
Ma (appui)	-351.36	-1237.24	-989.79	-1237.24	-351.36					
Mt (travée) en (daN.m)	1085.94	1282.12	950.71	1282.12	1085.94					
α (travée)	0.121	0.121	0.121	0.121	0.121					
1) :Mt+(Mw+Me)/2	1880.24	2395.64	1940.50	2395.64	1880.24					
2) :Max[(1+0.3 α)M0 ;1.05M0]	1844.63	2598.21	1926.60	2598.21	1844.63					
Condition 1 ≥ 2	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée					
Mt (travée à prendre) en (daN.m)	1085.94	1484.69	950.71	1484.69	1085.94					
T (iso) en (daN)	1544.43	1832.95	1578.37	1832.95	1544.43					
T (à prendre) en (daN)	1544.43	-1698.87	2016.24	-1832.95	1578.37	-1578.37	1832.95	-2016.24	1698.87	-1544.43

ELS

M(iso) travée	1284.072563	1808.649	1341.135563	1808.649	1284.072563
Ma (appui)	-256.81	-904.32	-723.46	-904.32	-256.81
Mt (travée) en (daN.m)	793.73	937.13	694.89	937.13	793.73
α (travée)	0.121	0.121	0.121	0.121	0.121
1) :Mt+ (Mw+Me)/2	1374.30	1751.02	1418.35	1751.02	1374.30
2) :Max [(1+0.3 α) M0 ;1.05M0]]	1348.28	1899.08	1408.19	1899.08	1348.28
Condition $1 \geq 2$	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée
Mt (travée à prendre) en (daN.m)	793.73	1085.19	694.89	1085.19	793.73
T (iso) en (daN)	1128.86	1339.74	1153.07	1339.74	1128.86
T (à prendre) en (daN)	1128.86	1473.74	1153.67	1473.74	1128.86

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchant maximaux.

Types	Moments en appuis [KN.m]		Moments en travées [KN.m]		Efforts tranchants [KN]	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELU
1	-14.8469	10.8519	16.0841	18.7475	21.0789	
2	-12.3724	9.0432	14.8469	10.8519	20.1624	

III.2.6. Ferraillage des poutrelles :

III.2.6.1. Calcul des armatures longitudinales :

❖ Etat limite ultime(E.L.U) :

M_t : le moment fléchissant équilibre par la table de compression

Si $M_{max} \leq M_t \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression [$0.8 y \leq h_0$]

et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension ($b \times h$).

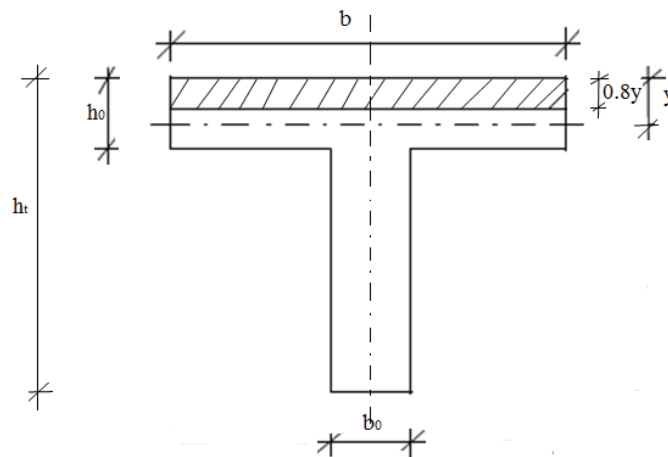


Fig III.5 : Section de calcul rectangulaire.

Si $M_{max} > M_t \Rightarrow$ la zone comprimée s'étend jusqu'à la nervure [$0.8 y > h_0$] et la section de calcul sera une section en « Té ».

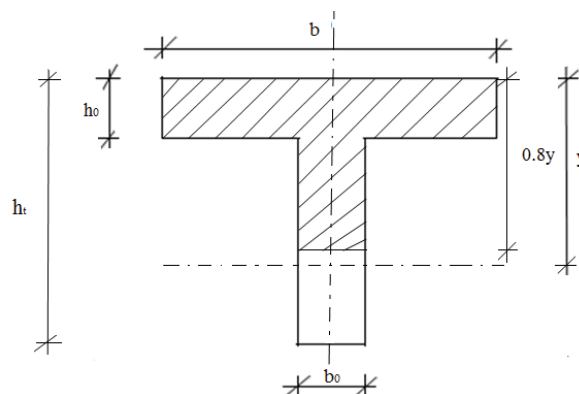


Fig III.6 : Section de calcul en « Té ».

En travée :

1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t^u = 16.084 \text{ KN.m}$$

• **Moment de la table M_t :**

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

Avec :

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 0.9 h = 21.6 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 14.2 \times 60 \times 4h_0 \left[21.6 - \frac{4}{2} \right] = 66796.8 \text{ N.m}$$

$$M_t = 66.797 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 66.797 \text{ KN.m} > M_t^u \max = 16.084 \text{ KN.m}$$

Donc : la zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 24) \text{ cm}^2$

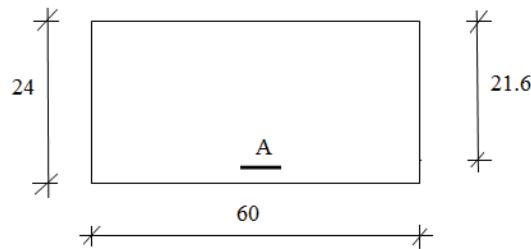


Fig III.7 : section de calcul en travée.

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16084}{14.2 \times 60 \times 21.6^2} = 0.040$$

$$\mu = 0.040 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier Fe E400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ existe par et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

2) Calcul de l'armature A'_t :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{talque : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.980$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16084}{348 \times 0.980 \times 21.6} = 2.18 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = 2.18 \text{ cm}^2$$

3) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.31 \text{ cm}^2$$

2) Conclusion :

$$A_t^u \text{ adopté} = \max (A_t^u \text{ cal} ; A_{\min}) = \max (2.18 \text{ cm}^2 ; 0.31 \text{ cm}^2)$$

$$A^u_{t \text{ adopti}} = 2.18 \text{ cm}^2$$

3) **Choix des armatures :**

$$(1T12+2T10) \longrightarrow A^u_t = 2.70 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M^u_a \text{ max} = -14.847 \text{ KN.m}$$

Remarque :

$M^u_a < 0 \Rightarrow$ la table de compression se trouve dans la partie tendu et comme le béton tendu est négligé dans les calculs de résistance.

\Rightarrow On négligé les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$.

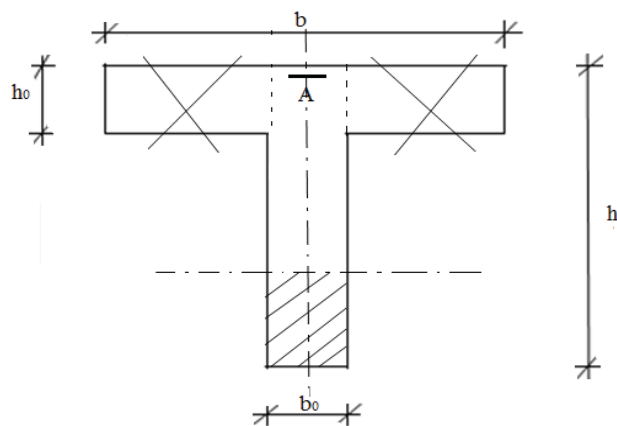


Fig III.8 : section de calcul en appuis.

1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M^u_a}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{14847}{14.2 \times 12 \times 21.6^2} = 0.187$$

$$\mu = 0.187 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier Fe E400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ existe par et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

2) **Calcul de l'armature A^u_a :**

$$A^u_a = \frac{M^u_a}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{talque : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.261$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.896$$

$$A^u_a = \frac{M^u_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14847}{348 \times 0.896 \times 21.6} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$A^u_a = 2.20 \text{ cm}^2$$

3) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.31 \text{ cm}^2}$$

4) Conclusion :

$$A_{a \text{ adopti}}^u = \max (A_{a \text{ cal}}^u ; A_{\min}) = \max (2.20 \text{ cm}^2 ; 0.31 \text{ cm}^2)$$

$$A_{a \text{ adopti}}^u = \mathbf{2.20 \text{ cm}^2}$$

5) Choix des armatures :

$$2T12 \longrightarrow A_{a}^u = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification à effectuer concernant σ_s

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{16084}{18478} = 0.86$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.86-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.180$$

$$\alpha = 0.051 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.180 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
 - **En appuis :**
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{-14847}{-10852} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.261 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

III.2.6.2. Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = 21.079 \text{ KN}$$

➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 21.6 = 19.44 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 21079 \text{ N} \leq 0.267 \times 19.44 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 155714 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

➤ Vérification des armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après CBA93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$\Rightarrow \bar{\tau}_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{21079}{12 \times 21.6 \times 10^2} = 0.81 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

• Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures transversales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{24}{35}; 1; \frac{12}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0.69 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 0.69 \text{ cm}$$

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

Choix :

$$2\phi 6 \longrightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

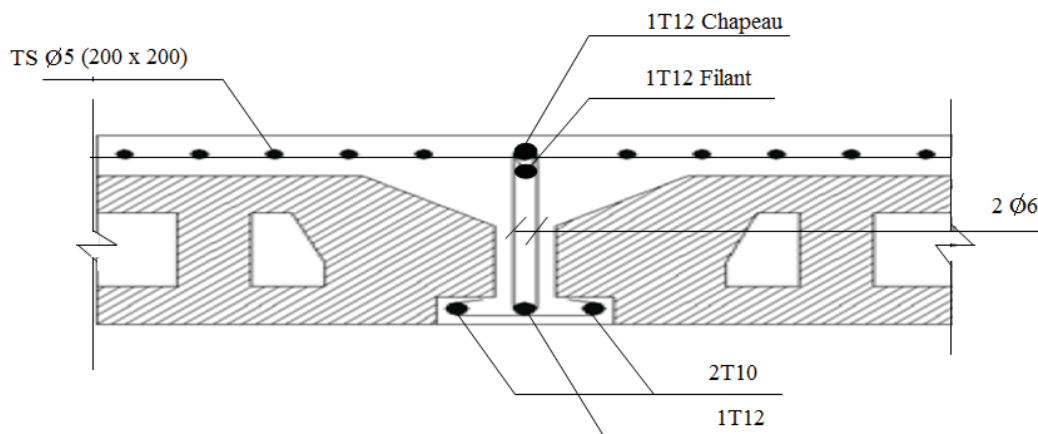


Fig III.9 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } k = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.9 \times \frac{235}{1.15}}{12 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)} = 48.53 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (19.44 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.91 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(48.53 \text{ cm}; 19.44 \text{ cm}; 27.91 \text{ cm})$$

Donc : on prendra $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3. Vérification de la flèche :

D'après les règles de CBA93 ; il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \right)$

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

✓ Vérification si la flèche est nécessaire :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{510} = 0.047 < 0.063 \Rightarrow$ condition non vérifiée

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \right) = \frac{24}{510} = 0.047 < \frac{1}{10} \left(\frac{18478}{10852} \right) = 0.17 \Rightarrow$ condition non vérifiée

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.70}{12 \times 21.6} = 0.010 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \Rightarrow$ condition vérifiée

Avec :

A : la section des armatures tendue choisie et

L : la plus grande portée entre nus d'appuis (L=5.10 m).

Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} + f_{gi}) \leq \Delta_{ft \text{ max}}$

Avec :

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dues aux charges g ;

f_{ji} : La flèche due à la charge j ;

f_{pi} : La flèche due à la charge P ;

g : La charge permanente après la mise en place des chosions ;

j : Charge permanente avant la mise en place des chosions et

$$j = g = G \times 0.6 = 7.27 \times 0.6 = 4.362 \text{ KN/ml}$$

p : Charge totale (P = g + charge d'exploitation).

$$p = (G + Q) \times 0.6 = (7.27 + 1) \times 0.6 = 4.962 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = M_j = 0.71 \times \frac{g \times L^2}{8} = 0.71 \times \frac{4.362 \times 5.10^2}{8} = 10.069 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.71 \times \frac{p \times L^2}{8} = 0.71 \times \frac{4.962 \times 5.10^2}{8} = 11.454 \text{ KN.m}$$

b. Module de déformation longitudinale :

- Module de déformation longitudinale instantanée:

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

- Module de déformation longitudinale différée:

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

c. Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :

- Coordonnées du centre de gravité de la section :

$$v_1 = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence (n=15)

$$v_1 = \frac{60 \times 4 \times \frac{4}{2} + 12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24 - 4}{2} + 4\right) + 15 \times 2.70 \times 21.6}{60 \times 4 + 12 \times (24 - 4) + 15 \times 2.70}$$

$$v_1 = 9.06 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 24 - 9.06 = 14.94 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{b \times v_1^3}{3} + \frac{(b - b_0) \times (v_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times v_2^3}{3} + n \times A \times (d - v_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 9.06^3}{3} + \frac{(60 - 12) \times (9.06 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 14.94^3}{3} + 15 \times 2.70 \times (21.6 - 9.06)^2$$

$$I_0 = 32508 \text{ cm}^4$$

a. Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.70}{12 \times 21.6} = 1.042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.8586$$

Avec :

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

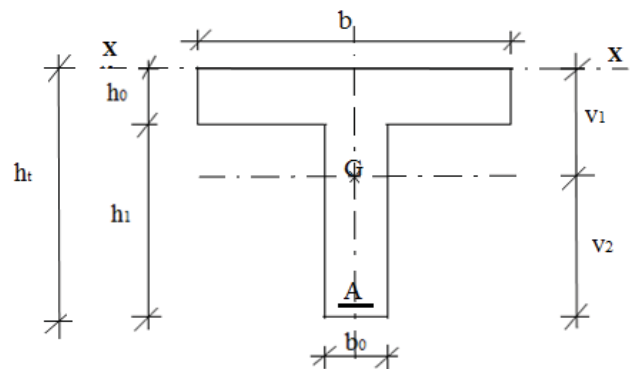


Fig III.10 : section de calcul

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{10069}{2.70 \times 0.8586 \times 21.6} = 201.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{11454}{2.70 \times 0.8586 \times 21.6} = 228.74 \text{ MPa}$$

b. Calcul de μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0104 \times 201.08 + 2.1} = 0.649$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0104 \times 228.74 + 2.1} = 0.684$$

a. Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif ;

λ_i : Pour les déformations instantanées et

λ_v : Pour les déformations différées.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0104} = 3.883$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.0104} = 1.553$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 32508}{1 + 3.883 \times 0.649} = 10158.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 32508}{1 + 1.553 \times 0.649} = 17809.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 32508}{1 + 3.883 \times 0.684} = 9780.93 \text{ cm}^4$$

b. calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{10069 \times 5.10^2 \times 10^4}{10 \times 10819 \times 17809.08} = 1.36 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{10069 \times 5.10^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 10158.56} = 0.80 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{11454 \times 5.10^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 9780.93} = 0.95 \text{ cm}$$

c. la flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} + f_{gi}) = (1.36 - 0.80) + (0.95 - 0.80)$$

$$\Delta_{ft} = 0.71 \text{ cm}$$

a. la flèche admissible :

$$L = 510 \text{ cm} > 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta_{ft \max} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft \max} = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta_{ft} = 0.72 \text{ cm} < \Delta_{ft \max} = 0.99 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

III.3. Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le pourtour).

III.3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$.
 - La charge est uniformément répartie
- } \Rightarrow la dalle porte dans un seul sens

- $0.4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$
 - La charge est uniformément répartie ou la dalle est soumise à une charge concentrée quelque soit la valeur de ρ
- }

\Rightarrow La dalle porte suivant deux directions.

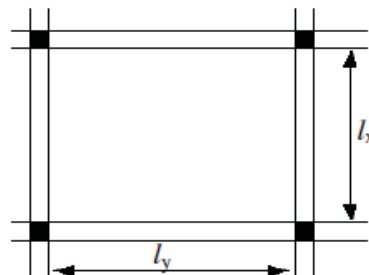


Fig III.11 : Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

➤ **Diamètre des armatures**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[BAEL 91].

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec : } h_d = 16 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi = 10 \text{ mm}$

- Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5 \text{ cm}$$

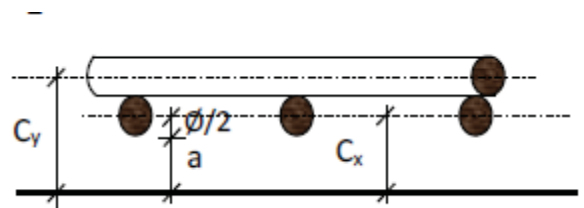


Fig III.12 : Enrobage.

III.3.2. Evaluation des charges et sollicitations:

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II, on a :

$$G = 6.18 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 ;$$

- a. Combinaison fondamentales :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.18 + 1.5 \times 2.5 = 12.093 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 12.093 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite service (E.L.S) :

$$Q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6.18 + 2.5 = 8.68 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 8.68 \text{ KN/ml}$$

- b. Calcul des sollicitations :

- Etat limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times L_x^2 \quad \text{suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \quad \text{suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

- Etat limite service :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \overline{q_{ser}} \times L_x^2 \quad \text{suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \quad \text{suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)} \quad ; \quad \mu_y = \rho^2[1+1.95(1-\rho)^2]$$

- Coefficient de poisson ν :

$\nu = 0 \Rightarrow$ Etat limite ultime (béton fissuré) et

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etat limite service (béton non fissuré).

c. Mode d'encastrement

- Panneau de dalle continu au de là ses appuis :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- Moment en appuis intermédiaires :

$$M_{aix} = -0.5 M_x$$

$$M_{aiy} = -0.5 M_y$$

- Panneau de rive dont au moins un appui peut assura un encastrement partiel :

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- Moment appuis de rive :

$$M_{arx} = -0.30 M_x$$

$$M_{ary} = -0.30 M_y$$

- Moment sur appuis intermédiaires :

$$M_{aix} = -0.50 M_y$$

$$M_{aiy} = -0.50 M_x$$

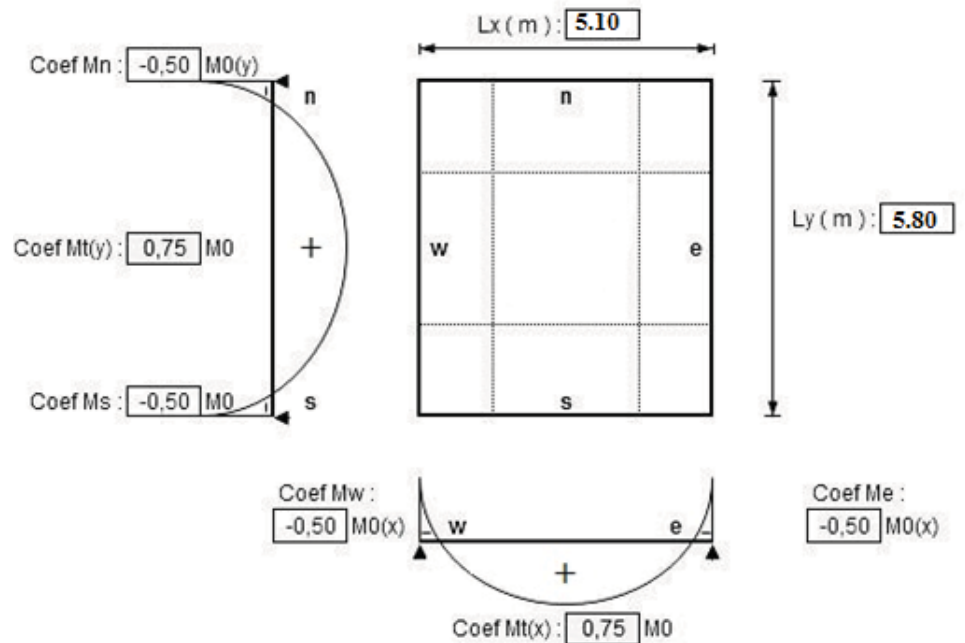


Fig. III.13 : Schéma statique de panneau.

- **Exemple de calcul :**

Panneau intermédiaires

- ❖ Etat limite ultime(E.L.U) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{510}{580} = 0.88$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x^u = 0.0476 \\ \mu_y^u = 0.7438 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0476 \times 12.093 \times 5.10^2 = 14.972 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7438 \times 14.972 = 11.136 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0.75 M_x^u = 0.75 \times 14.972 = 11.229 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0.75 M_y^u = 0.75 \times 11.136 = 8.352 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_{ax}^u = -0.50 M_x^u = -0.5 \times 14.972 = -7.486 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}^u = -0.50 M_y^u = -0.5 \times 11.136 = -5.568 \text{ KN.m}$$

- ❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{510}{580} = 0.88$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x^{\text{ser}} = 0.0546 \\ \mu_y^{\text{ser}} = 0.8216 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times L_x^2 = 0.0546 \times 8.86 \times 5.10^2 = 12.327 \text{ KN.m} \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} = 0.8216 \times 12.327 = 10.128 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 0.75 M_x^{\text{ser}} = 0.75 \times 12.327 = 9.245 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 0.75 M_y^{\text{ser}} = 0.75 \times 10.128 = 7.596 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_{ax}^{\text{ser}} = -0.50 M_x^{\text{ser}} = -0.5 \times 12.327 = -6.164 \text{ KN.m}$$

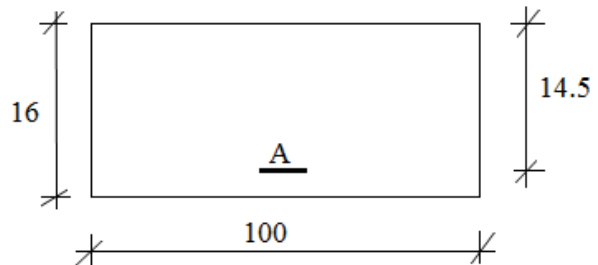
$$M_{ay}^{\text{ser}} = -0.50 M_y^{\text{ser}} = -0.5 \times 10.128 = -5.064 \text{ KN.m}$$

Tableau III.4 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du haut du sous sol en ELU.

ELU v=0													
Panneaux	Lx	Ly	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	Mx	M _{a1x}	M _{a2x}	M _{tx}	My	M _{a1y}	M _{a2y}	M _{ty}
1	3,50	4,55	0,77	0,0596	0,5440	8,8291	2,6487	4,4145	7,5047	4,8030	1,4409	2,4015	4,0826
2	3,50	5,40	0,65	0,0751	0,3613	11,1253	5,5626	5,5626	9,4565	4,0196	1,2059	2,0098	3,4166
3	3,50	4,65	0,75	0,0621	0,5105	9,1994	4,5997	4,5997	7,8195	4,6963	1,4089	2,3482	3,9919
4	3,50	5,40	0,65	0,0751	0,3613	11,1253	5,5626	5,5626	9,4565	4,0196	1,2059	2,0098	3,4166
5	3,50	4,55	0,77	0,0596	0,5440	8,8291	4,4145	2,6487	7,5047	4,8030	1,4409	2,4015	4,0826
6	4,55	6,10	0,75	0,0621	0,5105	15,5471	4,6641	7,7735	13,2150	7,9368	3,9684	3,9684	6,7463
7	5,40	6,10	0,89	0,0466	0,7635	16,4326	8,2163	8,2163	12,3245	12,5463	6,2732	6,2732	9,4097
8	4,65	6,10	0,76	0,0608	0,5274	15,8980	7,9490	7,9490	11,9235	8,3846	4,1923	4,1923	6,2885
9	5,40	6,10	0,89	0,0466	0,7635	16,4326	8,2163	8,2163	12,3245	12,5463	6,2732	6,2732	9,4097
10	4,55	6,10	0,75	0,0621	0,5105	15,5471	7,7735	4,6641	13,2150	7,9368	3,9684	3,9684	6,7463
11	4,55	5,85	0,78	0,0584	0,5608	14,6208	4,3862	7,3104	12,4276	8,1993	4,0997	4,0997	6,9694
12	3,35	5,85	0,57	0,0865	0,2582	11,7392	5,8696	5,8696	8,8044	3,0311	1,5155	1,5155	2,2733
13	5,40	5,85	0,92	0,0437	0,8251	15,4100	7,7050	7,7050	11,5575	12,7148	6,3574	6,3574	9,5361
14	4,55	5,85	0,78	0,0584	0,5608	14,6208	7,3104	4,3862	12,4276	8,1993	4,0997	4,0997	6,1495
15	4,20	4,55	0,92	0,0437	0,8251	9,3221	2,7966	4,6611	7,9238	7,6917	3,8458	2,3075	6,5379
16	1,92	4,20	0,46	0,1022	0,2500	4,5560	2,2780	2,2780	3,8726	1,1390	0,5695	0,3417	0,9682
17	4,20	4,65	0,90	0,0456	0,7834	9,7274	4,8637	4,8637	8,2683	7,6205	3,8102	2,2861	6,4774
18	4,20	5,40	0,78	0,0584	0,5608	12,4579	6,2290	6,2290	10,5892	6,9864	3,4932	2,0959	5,9384
19	4,20	4,55	0,92	0,0437	0,8251	9,3221	4,6611	2,7966	7,9238	7,6917	3,8458	2,3075	6,5379

III.3.3. Calcul de ferrailage de la dalle pleine :**Sens x-x :****a. En travée :**

- Etat limite ultime (E.L.U) :
 $M_{tx}^u = 11.229 \text{ KN.m}$

**Fig III.14 :** Section de calcul en travée (x-x)**1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d x^2} = \frac{11229}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

2. Calcul des armatures A_{tx}^u :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d x} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.048$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.981$$

$$A_{tx}^u = \frac{11229}{348 \times 0.981 \times 14.5} = 2.27 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

3. Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_d = 0.0008 \times 100 \times 16$$

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

4. Conclusion :

$$A_{tx}^u = \max (A_{tx}^u_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max (2.27 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_{tx}^u = 2.27 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

5. Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (3h_d ; 33 \text{ cm})$$

$$\delta \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

6. Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A_{tx}^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$M_{tx}^{ser} = 9.245 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification à effectuer concernant σ_s

$$\left. \begin{array}{l} \text{▪ Flexion simple} \\ \text{▪ Section rectangulaire sans } A' \\ \text{▪ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{11229}{9245} = 1.21$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36$$

$$\alpha = 0.048 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.36 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues

b. En appuis :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 7.486 \text{ KN.m}$$

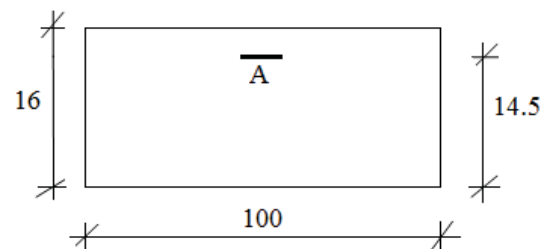


Fig III.15 : Section de calcul en appuis(x-x)

1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times dx^2} = \frac{7486}{14.2 \times 100 \times 14.5^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

2. Calcul des armatures A_{ax}^u :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times dx} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.987$$

$$A_{ax}^u = \frac{7486}{348 \times 0.987 \times 14.5} = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

3. Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_d = 0.0008 \times 100 \times 16$$

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

4. Conclusion :

$$A_{ax}^u = \max(A_{ax}^u \text{ cal} ; A_{\min}) = \max(1.50 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_{ax}^u = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

5. Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm})$

$$\delta \leq \min(48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

6. Choix des armatures :

$$4T8 \longrightarrow A_{ax}^u = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$M_{ax}^{\text{ser}} = 6.164 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s

$$\left. \begin{array}{l} \text{▪ Flexion simple} \\ \text{▪ Section rectangulaire sans } A' \\ \text{▪ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{7486}{6164} = 1.21$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36$$

$$\alpha = 0.032 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.36 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues

Sens v-v

a. En travée :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 8.352 \text{ KN.m}$$

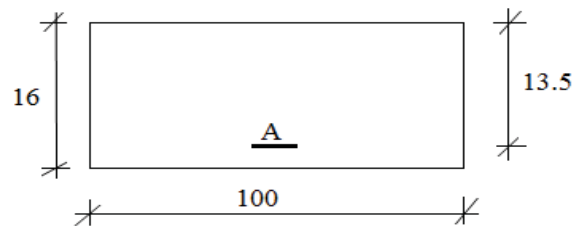


Fig III.16 : Section de calcul en travée (y-y)

3. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d y^2} = \frac{8352}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

4. Calcul des armatures A_{ty}^u :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d x} \quad \text{Tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.984$$

$$A_{ty}^u = \frac{8352}{348 \times 0.984 \times 13.5} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

5. Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_d = 0.0008 \times 100 \times 16$$

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 / m_l$$

6. Conclusion :

$$A_{ty}^u = \max (A_{ty}^{u_{cal}} ; A_{\min}) = \max (1.81 \text{ cm}^2 / m_l ; 1.28 \text{ cm}^2 / m_l)$$

$$A_{ty}^u = 1.81 \text{ cm}^2 / m_l$$

7. Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min (4h_d ; 45 \text{ cm})$

$$\delta \leq \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

8. Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A_{ty}^u = 3.14 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$M_{ty}^{ser} = 7.596 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{8352}{7596} = 1.10$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30$$

$$\alpha = 0.041 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.30 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- $$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \text{Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues}$$

b. En appuis :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 5.568 \text{ KN.m}$$

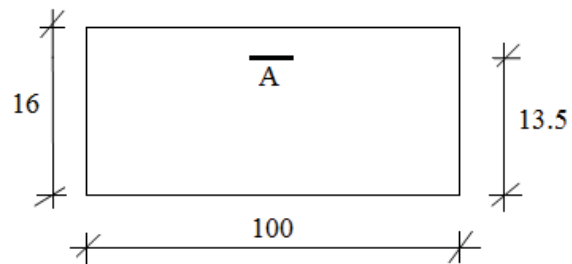


Fig III.17 : Section de calcul en appuis (y-y)

1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d y^2} = \frac{5568}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

2. Calcul des armatures A_{ay}^u :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d y} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.028$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.989$$

$$A_{ay}^u = \frac{5568}{348 \times 0.989 \times 13.5} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

3. Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_d = 0.0008 \times 100 \times 16$$

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

4. Conclusion :

$$A_{ay}^u = \max (A_{ay}^u \text{ cal} ; A_{\min}) = \max (1.20 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_{ay}^u = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

5. Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (4h_d ; 45 \text{ cm})$$

$$\delta \leq \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

6. Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A_{ay}^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$M_{ay}^{ser} = 5.064 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{5568}{5064} = 1.10$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30$$

$$\alpha = 0.028 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.30 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues}$$

III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

T_u max :

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$\left. \vphantom{\begin{matrix} T_x^u \\ T_y^u \end{matrix}} \right\} T_u = \max(T_x^u ; T_y^u)$$

Le panneau le plus sollicité $\Rightarrow (5.10 ; 5.80)\text{m}^2$.

$$T_x^u = \frac{12.093 \times 5.10}{2} \times \frac{5.80^4}{5.80^4 + 5.10^4} = 19.30 \text{ KN.}$$

$$T_y^u = \frac{12.093 \times 5.80}{2} \times \frac{5.10^4}{5.10^4 + 5.80^4} = 13.12 \text{ KN.}$$

$$T_u = \max(T_x^u ; T_y^u) = 19.30 \text{ KN.}$$

Calcul τ_u :

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} = \frac{19300}{100 \times 14.5 \times 10^2} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{adm} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5. Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \left(\frac{M_{tx}^{ser}}{M_x^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$
- ✓ Vérification si la flèche est nécessaire :
 - $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \left(\frac{M_{tx}^{ser}}{M_{xa}^{ser}} \right) = \frac{16}{510} = 0.031 < \frac{1}{20} \left(\frac{9.245}{12.327} \right) = 0.037 \Rightarrow$ condition non vérifiée
 - $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion :

Une des deux conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} + f_{gi}) \leq \Delta_{ft \text{ max}}$

Avec :

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dues aux charges g ;

f_{ji} : La flèche due à la charge j ;

f_{pi} : La flèche due à la charge P ;

g : La charge permanente après la mise en place des chosions ;

j : Charge permanente avant la mise en place des chosions et

$$g = G \times 1 = 6.18 \times 1 = 6.18 \text{ KN/ml.}$$

$$j = (g - 1) \times 1 = 5.18 \text{ KN/ml.}$$

p : Charge totale ($P = g +$ charge d'exploitation).

$$p = (G + Q) \times 1 = (6.18 + 2.5) \times 1 = 8.68 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.75 \times M_{tg}^{ser} = 0.75 \times \mu_x^{ser} \times g \times L_x^2 = 0.75 \times 0.0546 \times 6.18 \times 5.10^2 = 6.5824 \text{ KN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.75 \times M_{tj}^{ser} = 0.75 \times \mu_x^{ser} \times j \times L_x^2 = 0.75 \times 0.0546 \times 5.18 \times 5.10^2 = 5.5173 \text{ KN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.75 \times M_{tp}^{ser} = 0.75 \times \mu_x^{ser} \times p \times L_x^2 = 0.75 \times 0.0546 \times 8.68 \times 5.10^2 = 9.2452 \text{ KN.m}$$

b. Module de déformation longitudinale :

- Module de déformation longitudinale instantanée:

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

- Module de déformation longitudinale différée:

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

c. Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :

- Coordonnées du centre de gravité de la section :

$$v_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \Rightarrow v_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.14 \times 1.5}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} = 7.81 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h - v_1 = 16 - 7.81 = 8.19 \text{ cm.}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{b \times v_1^3}{3} + \frac{b \times v_2^3}{3} + n \times A \times (v_1 - C_x)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 7.81^3}{3} + \frac{100 \times 8.19^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.81 - 1.5)^2$$

$$I_0 = 36066.43 \text{ cm}^4$$

d. Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times \beta_1 \times d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.217 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.9251$$

Avec :

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6582.4}{3.14 \times 0.9251 \times 14.5} = 156.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5517.3}{3.14 \times 0.9251 \times 14.5} = 130.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{9245.2}{3.14 \times 0.9251 \times 14.5} = 219.50 \text{ MPa}$$

e. Calcul de μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0023 \times 156.28 + 2.1} = -0.039$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0023 \times 130.99 + 2.1} = -0.112$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0023 \times 219.50 + 2.1} = 0.108$$

f. Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif ;

λ_i : Pour les déformations instantanées et

λ_v : Pour les déformations différée.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0023} = 9.13$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0023} = 3.65$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36066.43}{1 + 9.13 \times (-0.039)} = 61610.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36066.43}{1 + 3.65 \times (-0.039)} = 46257.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36066.43}{1 + 9.13 \times (-0.112)} = -1758558.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36066.43}{1 + 9.13 \times 0.108} = 19975.97 \text{ cm}^4$$

g. calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6582.4 \times 5.10^2 \times 10^4}{10 \times 10819 \times 46257.88} = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{5517.3 \times 5.10^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times} = -0.0025 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6582.4 \times 5.10^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 61610.85} = 0.09 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{9245.2 \times 5.10^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 19975.97} = 0.37 \text{ cm}$$

h. la flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} + f_{gi}) = (0.34 + 0.0025) + (0.37 - 0.09)$$

$$\Delta_{ft} = 0.62 \text{ cm}$$

i. la flèche admissible :

$$L = 510 \text{ cm} > 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta_{ft \text{ max}} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft \text{ max}} = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta_{ft} = 0.62 \text{ cm} < \Delta_{ft \text{ max}} = 1.01 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage de la dalle pleine du niveau haut du sous sol

Plancher	Sens	Moment à l'ELU [KN.m]		Moment à l'ELS [KN.m]		A _{max} cm ²		Choix des armatures	
		M _{appuis}	M _{travées}	M _{appuis}	M _{travées}	A _{appuis}	A _{travées}	A _{appuis}	A _{travées}
Haut de sous sol	X-X	7.486	11.229	6.164	9.245	2.01	3.14	4 T8	4T10
	Y-Y	5.568	8.352	5.064	7.596	3.14	3.14	4 T10	4T10

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire.

IV.1. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse.

Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

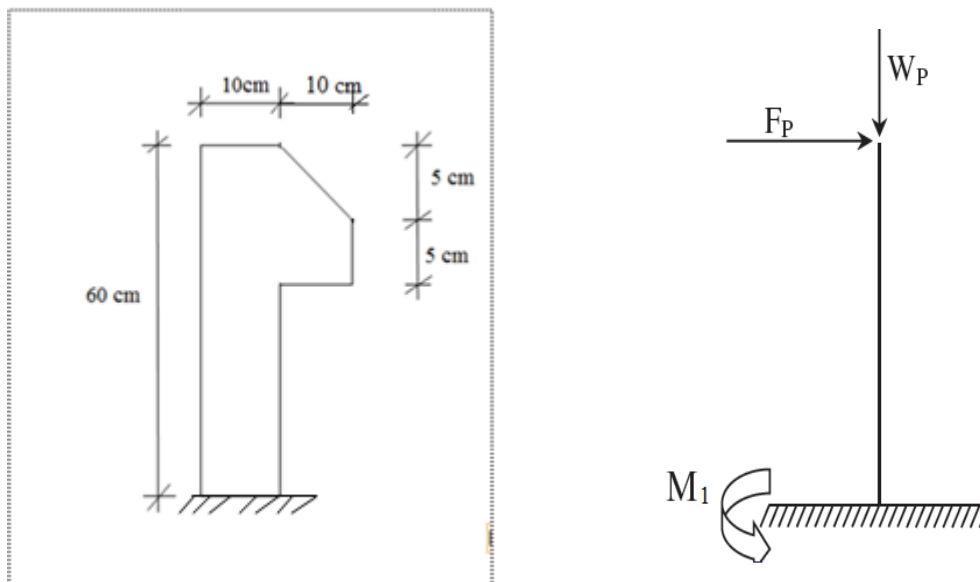


Fig IV.1 : Dimension de l'acrotère et schéma statique.

VI.2. Détermination des sollicitations :

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0.10 \times 0.60) + (0.1 \times 0.05) + \frac{(0.10 + 0.05)}{2} = 0.0675 \text{ m}^2$$

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effort des forces horizontales suivants la formule [Art 6.2.3] :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu par le tableau (4.1) du [RPA99]

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontale obtenu à partir du tableau (6.1) du [RPA99]

$$C_p = 0.8$$

W_p : Poids propre de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$W_p = S \times \gamma_b \times 1 \text{ m} = 0.0675 \times 25 \times 1 = 1.688 \text{ KN}$$

- Force horizontale :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.688 = 0.810 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant et l'effort normal :**

- Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 1.688 = 2.279 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 0.810 = 1.215 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times L = 1.5 \times 0.81 \times 0.60 = 0.729 \text{ KN}$$

- Etat limite de service :

$$N_{ser} = W_p = 1.688 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = F_p = 0.810 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \times L = 0.486 \text{ KN.m}$$

IV.2.1. Détermination des armatures:

- ✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N :**

- Etat limite ultime :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.729}{2.279} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 32 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression se trouve à l'extérieure de la section donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

La section sera calculée en flexion simple avec un moment M_1 par rapport aux armatures tendues.

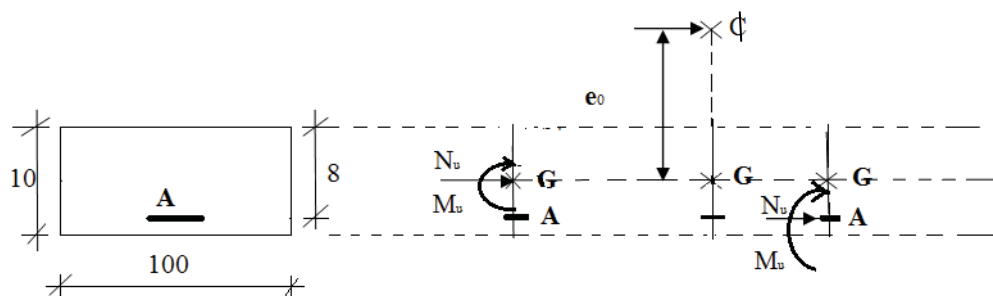


Fig IV. 2 : position de N ;N' et M_f sur la section.

- ✓ **Moment par rapport aux armatures tendues :**

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.729 + 2.279 \times (0.08 + \frac{0.1}{2}) = 0.7974 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

- Etat limite ultime :

$$\mu = \frac{M_1^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{797.4}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.0087$$

$$\mu = 0.0087 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- ✓ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.996$$

$$A_1 = \frac{M_1^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{797.4}{348 \times 0.996 \times 8} = 0.29 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Sollicitation réelle (flexion composé) :**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.29 - \frac{2279}{100 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A' = 0$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0.22}{4} = 0.06 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- ✓ **Condition de non fragilité :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25 cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3]

$$A_{\min} = 0.25\% \times S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = (0.22 \text{ cm}^2/\text{m}_L ; 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$(2T8 + 2T10) \longrightarrow A = 2.58 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{2.58}{4} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$4T6 \longrightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2/m_L$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.486}{1.688} = 0.288 \text{ m}$$

$$e_0 = 29 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression se trouve à l'extérieure de la section donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- Détermination des contraintes :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

y_2 : la distance du point C à l'axe neutre.

C : point d'application de l'effort normale de compression.

$$C = e_0 + h/2 = 29 + 10/2 = 34 \text{ cm.}$$

⇒ L'effort normal de compression

$$C < 0$$

$$Y^3_2 + p \cdot y_2 + q = 0.$$

$$\begin{cases} P = -3c^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} P = -3(-34)^2 + \frac{90 \times 2.58}{100} (8 + 34) = -3370.48 \\ q = -2(-34)^3 - \frac{90 \times 2.58}{100} (8 + 34)^2 = 74511.99 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } y_2^3 - 3370.48y_2 + 74511.99 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1.204 \times 10^8 < 0$$

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0.99 \Rightarrow \varphi = 171.62^\circ$$

$$\cos = -0.99 \cdot \varphi = 171.62^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{-\frac{p}{3}} = 67.04 \text{ cm.}$$

$$Y_{21} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 36.31 \text{ cm.}$$

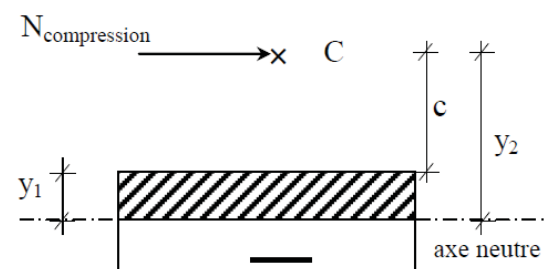


Fig IV.3 : position de centre de pression

$$Y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -66.96 \text{ cm.}$$

$$Y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 30.65 \text{ cm.}$$

Alors : $y_{21} = 36.31 \text{ cm.}$

$0 < y_{21} + c = 2.31 \text{ cm} < 10 \text{ cm.}$ Condition vérifiée

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15 \times A(d - y_1) = \frac{100 \times 2.31^2}{2} - 15 \times 2.58(8 - 2.31)$$

$$S = 46.60 \text{ cm}^3.$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \times s} = \frac{1688}{100 \times 46.60} = 0.36$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.36 \times 2.31 = 0.83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.36(8 - 2.31) = 30.73 \text{ MPa.}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

Conclusion :

$$\sigma_b = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

$$\sigma_s = 30.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

IV. 2.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1215}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage } \Rightarrow Les armatures transversale ne pas nécessaires.

IV.2. Etude les escaliers :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum.

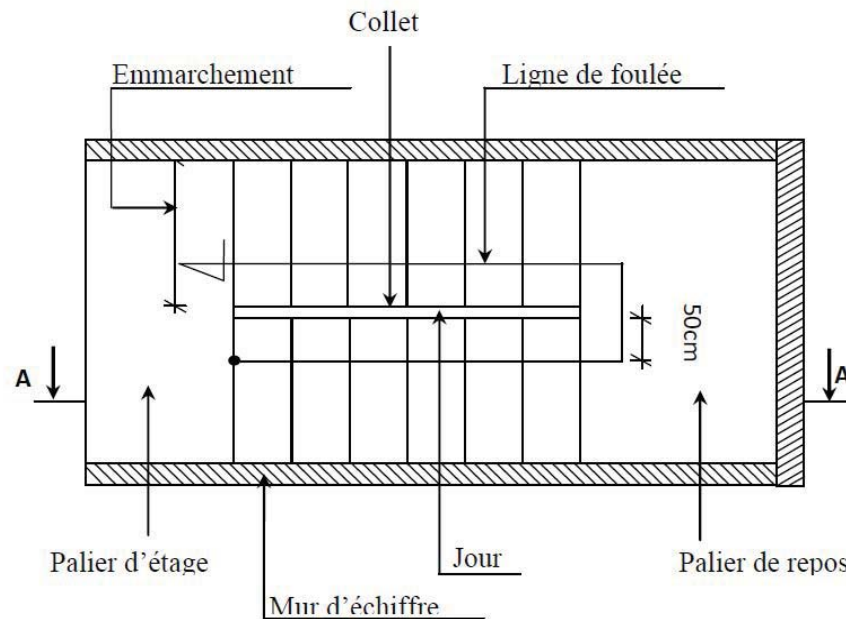


Fig IV.4 : Schéma d'un escalier.

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largeur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Pailasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre-marche** : La partie verticale d'une marche ;
- **Jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- **Collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté du jour) ;
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage

IV.2.2.1-Pré-dimensionnement :

Pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

Selon la formule de « BLONDEL » il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifier})$$

➤ **Nombre des contre marches :**

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Tel que :

N : nombre des contre marches.

n = N – 1 : nombre des marches par volées

On aura 18 contre marches : $\left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ contre marches pour chaque} \\ \text{volée} \Rightarrow n = 8 \end{array} \right.$

➤ **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.638 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

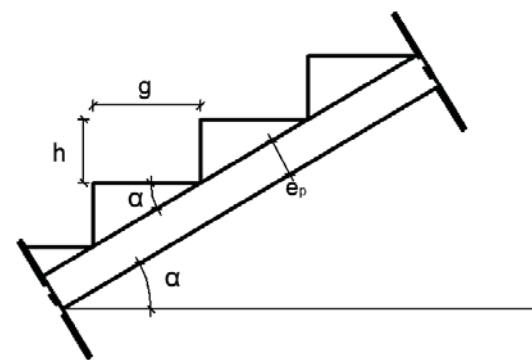


Fig IV.5 : coupe sur pailasse.

➤ **La longueur de la pailasse :**

$$L_R = \sqrt{\left(\frac{H}{2}\right)^2 + (g \times n)^2} = \sqrt{\left(\frac{306}{2}\right)^2 + (30 \times 8)^2} = 2.85 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la pailasse :**

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_R}{30} \leq e_p \leq \frac{L_R}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} = 9.5 \text{ cm} < e_p < \frac{285}{20} = 14.25 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 12 \text{ cm}$

IV.2.2.2.Descente de charges :

Volée :

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids propre (KN /m ²)
1	Revêtement horizontal (carrelage + mortier de pose + sable)	0.05	/	1.04
2	Revêtement vertical ($1.04 \times \frac{h}{g}$)	/	/	0.59
3	Poids propre des marches ($22 \times \frac{h}{2}$)	/	22	1.87
4	Poids propre de la paillasse ($25 \times \frac{e_p}{cas \alpha}$)	/	25	3.56
5	Garde – corps	/	/	0.10
6	Enduit en ciment ($0.18 \times \frac{1.5}{cas \alpha}$)	/	/	0.32
Charges permanentes G				7.48 KN /m²
Charge d’exploitation Q				2.50 KN /m²

• **Combinaison fondamentales :**

❖ Etat limite ultime(E.L.U) :

$$q^u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.48 + 1.5 \times 2.5$$

$$q^u = 13.848 \text{ KN/m}^2$$

❖ Etat limite service (E.LS) :

$$q^{\text{ser}} = G + Q = 7.48 + 2.5 = 9.98 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q^u = 13.848 \times 1 = 13.848 \text{ KN/m}_L$$

$$q^{\text{ser}} = 9.98 \times 1 = 9.98 \text{ KN/m}_L$$

Palier :

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids propre (KN /m ²)
1	Revêtement horizontal (carrelage + mortier de pose + sable)	0.05	/	1.04
2	Poids propre du palier (25× e _p)	/	25	3.00
3	Enduit en ciment (0.18× 0.015)	/	18	0.27
Charges permanentes G				4.31 KN /m²
Charge d'exploitation Q				2.50 KN /m²

- Combinaison fondamentales :

- ❖ Etat limite ultime(E.L.U) :

$$q^u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.31 + 1.5 \times 2.5$$

$$q^u = 9.569 \text{ KN/m}^2$$

- ❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$q^{\text{ser}} = G + Q = 4.31 + 2.5 = 6.81 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q^u = 9.569 \times 1 = 9.569 \text{ KN/m}_L$$

$$q^{\text{ser}} = 6.81 \times 1 = 6.81 \text{ KN/m}_L$$

IV.2.2.3. calcul du ferrailage :

le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

- ❖ Etat limite ultime(E.L.U) :

- En travée :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{13.848 \times 5.25^2}{8} = 47.711 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 0.8 M_0 = 0.8 \times 47.711 = 38.169 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38169}{14.2 \times 100 \times 10.8^2} = 0.230$$

$$\mu = 0.230 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

1. Calcul des armatures A_t^u :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.331$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.868$$

$$A_t^u = \frac{38169}{348 \times 0.868 \times 10.8} = 11.70 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

2. Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

3. Conclusion :

$$A_t^u = \max (A_t^u \text{ cal} ; A_{\min}) = \max (11.70 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1.30 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_t^u = 11.70 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

4. Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$

$$\delta \leq \min (36 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\delta = 25 \text{ cm}$$

5. Choix des armatures :

$$(5T12 + 4 T14) \longrightarrow A_t^u = 11.81 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

Armature de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 2.95 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

6. Choix des armatures :

$$3 T12 \longrightarrow A_{\text{rep}} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ **En appui :**

$$M_a^u = -0.3 \times M_0 = -14.313 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0.5 \times M_0 = -23.856 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23856}{14.2 \times 100 \times 10.8^2} = 0.144$$

$$\mu = 0.144 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

1. Calcul des armatures A_t^u :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.195$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.922$$

$$A_a^u = \frac{23856}{348 \times 0.922 \times 10.8} = 6.88 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

2. Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

3. Conclusion :

$$A_a^u = \max(A_{a\text{cal}}^u ; A_{\min}) = \max(6.88 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1.30 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_a^u = 6.88 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

4. Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$

$$\delta \leq \min(36 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\delta = 25 \text{ cm}$$

5. Choix des armatures :

$$(3T14 + 2T12) \longrightarrow A_a^u = 6.88 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

Armature de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 1.72 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

6. Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A_{\text{rep}} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

❖ **Etat limite service (E.LS) :**

$$M_0 = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{8} = \frac{6.81 \times 5.25^2}{8} = 23.463 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{ser}} = 0.8 \times M_0 = 18.770 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification à effectuer concernant σ_s

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{38169}{18770} = 2.03$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.765$$

$$\alpha = 0.331 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.765 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues

• **En appui :**

$$M_a^{ser} = -0.3 \times M_0 = -7.039 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{ser} = -0.5 \times M_0 = -11.732 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{23856}{11732} = 2.03$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.765$$

$$\alpha = 0.195 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.765 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues

IV.3.Vérification des efforts tranchants :

$$T_u^{max} = q^u \times \frac{L}{2} = 13.848 \times \frac{5.25}{2} = 36.351 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{36351}{1000 \times 108} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ad} = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Chapitre V: Etude de l'ascenseur

V.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 les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

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.

L'ascenseur est compose de trois constituants principaux :

- Le treuil de levage et sa poulie ;
- La cabine ou la benne et
- Le contre poids ;

V.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseur destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme NF-P82-208 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation, on a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc ; les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1.45 \text{ m}$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1.70 \text{ m}$
- Largeur de la gaine : $L_G = 1.45 \text{ m}$
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1.85 \text{ m}$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20 \text{ m}$
- Largeur du passage libre : $L_p = 0.80 \text{ m}$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2.00 \text{ m}$
- Epaisseur de voile : $e = 0.15 \text{ m}$
- Hauteur de course : $C = 37.18 \text{ m}$

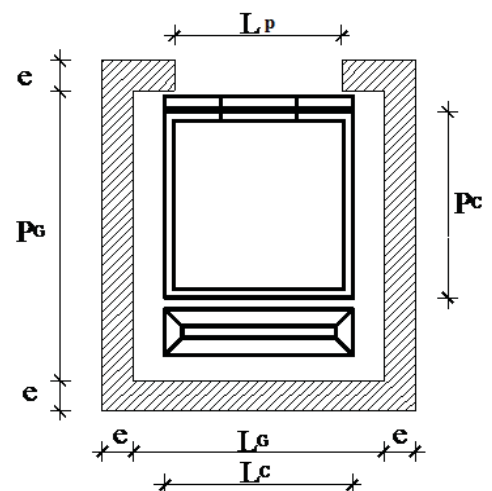


Fig V.1: dimensions de l'ascenseur.

V.3. Descente de charges :

- Surcharge d'exploitation : $Q = 600 \text{ daN}$ (08 personnes)
- Charges permanentes :

Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

Masse des surfaces latérales :

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1.45 + 2 \times 1.70) \times 2.20 = 10.67 \text{ m}^2.$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 10.67 = 134.98 \text{ daN}.$$

Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m^2 pour appareil de 300 à 600 daN de charge :

$$S_2 = L_c \times P_c = 1.45 \times 1.70 = 2.47 \text{ m}^2.$$

$$M_2 = 70 \times 2.47 = 172.9 \text{ daN}.$$

Masse du toit :

La masse du toit à raison de 20 daN/m^2 .

$$S_3 = L_c \times P_c = 1.45 \times 1.70 = 2.47 \text{ m}^2.$$

$$M_3 = 20 \times 2.47 = 49.4 \text{ daN}.$$

Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times L_c) = 60 + (60 \times 1.45) = 147 \text{ daN}.$$

Masse de la porte cabine :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m^2 de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.80 \times 2) = 120 \text{ daN}.$$

Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

Masse des accessoires :

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

Masse des poulies de mouflage :

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égale à :

$$P_T = \sum M_i = 134.98 + 172.9 + 49.4 + 147 + 120 + 100 + 80 + 60 = 864.28 \text{ daN}.$$

Masse du contre poids :

$$M_P = P_T + \frac{Q}{2} = 864.28 + \frac{600}{2} = 1164.28 \text{ daN}$$

Masse di câble

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareil au minimum égale à 12 et rapport $\frac{D}{d}$ au minimum égale à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\begin{cases} \frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13. \end{cases}$$

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égale à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse câble qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 (600+864.28)=19035.64\text{daN.}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire d'intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} = \frac{19035.64}{0.85} = 22394.87 \text{ daN.}$$

C_m : égale aussi : $C_m = C_r(\text{câble}) \cdot n \cdot m$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

$C_r(\text{câble})$: charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{câble}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant)}$$

Tableau V.1 : caractéristique des câbles.

Diamètre des câbles [mm]	Diamètre des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.60	0.8	53.34	0.515	8152
14.20	0.9	67.98	0.656	10805
15.50	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{22394.87}{2 \times 8152} = 1.37 \text{ on prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble

$$d = 12.5 \text{ mm} \xrightarrow{\text{tableau}} M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L \text{ et}$$

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 37.18 \text{ m.}$

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 37.18 = 38.30 \text{ daN.}$$

Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Résumé :

- Poids mort = 864.28 daN
- Masse du câble = 38.30 daN
- Masse du contre poids = 1164.28 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN

Donc :

$$G = 3266.86 \text{ daN.}$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3266.86 + 1.5 \times 600 = 5310.261 \text{ daN.}$$

➤ Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 3266.86 + 600 = 3866.86 \text{ daN.}$$

V.4. Etude du plancher :

➤ Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} = \frac{5310.261}{4} = 1327.57 \text{ daN.}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} = \frac{3866.86}{4} = 966.715 \text{ daN.}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L91 :

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times h \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui ;

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

h : épaisseur de la dalle égal à 15 cm ;

U, V : représentent les cotes du rectangle ($\frac{U}{L_x}$ et $\frac{U}{L_y}$) sur lequel la charge

q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degrés dans le béton

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25 \text{ cm} \\ V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

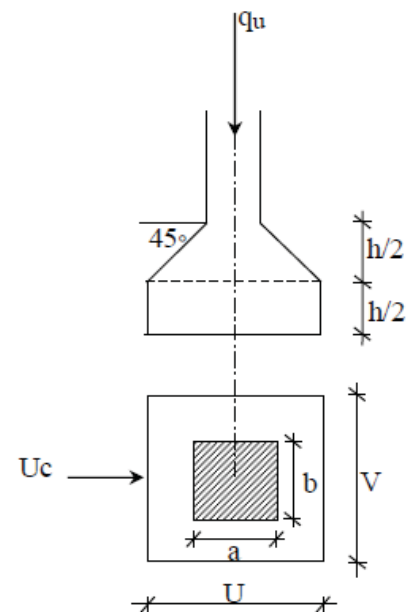


Fig V.2:schéma de la surface d'impact.

Donc :

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (25 + 25) = 100 \text{ cm.}$$

$$: q_a^u = 13275.7 \text{ N} < \frac{0.045 \times 150 \times 1000 \times 25}{1.5} = 112500 \text{ N} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La dalle résiste au poinçonnement.

➤ Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = q^a \times (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_y = q^a \times (M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec :

v : Coefficient de poisson.

M1, M2 : sans dimensions, sont donnees à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ dans les abaques

suivent : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0,2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0,2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1327.57}{(0,25)^2} = 21241.12 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{891.72}{(0,25)^2} = 14267.52 \text{ daN/m}^2$$

➤ Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique on procède de la façon suivante :

Soit pour une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique A repartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangle fictif donnant les charges symétriques :

04 rectangle symétrique A ; 02 rectangle symétrique B ; 02 rectangle symétrique C et 01 rectangle au centre D.

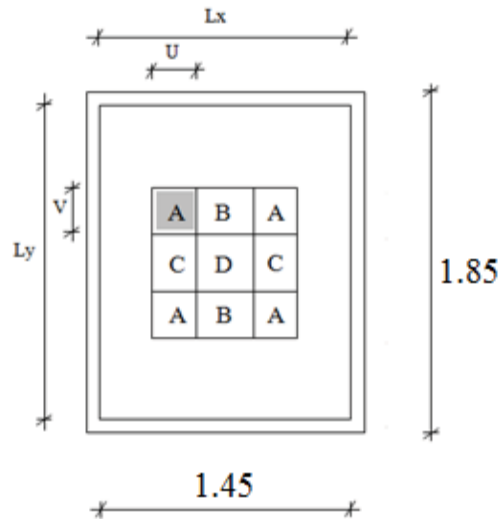


Fig V.3 : schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

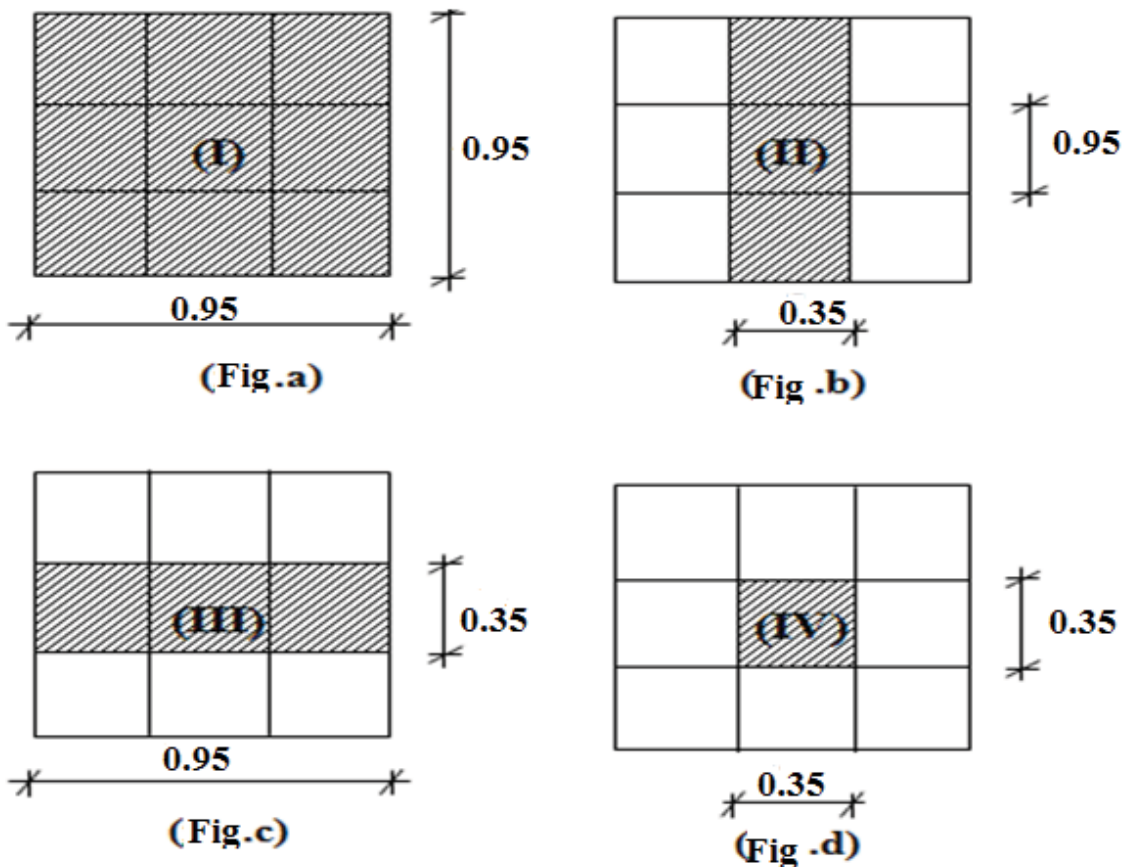


Fig V.4 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.45}{1.85} = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xc} = \frac{(M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})}{4}$$

$$M_{yc} = \frac{(M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})}{4}$$

Avec:

$$M_x = q_u \times (M_1 + v.M_2) = (M_1 + v.M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_x}{4} = (M_1 + v.M_2) \times Q_a$$

$$M_y = q_u \times (M_2 + v.M_1) = (M_2 + v.M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_y}{4} = (M_2 + v.M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S ; S = U \times V$$

Tableau V.2: Tableau récapitulatif des résultats.

	I	II	III	IV
U [m]	0,95	0,35	0,95	0,35
V [m]	0,95	0,95	0,35	0,35
S en [m ²]	0,90	0,33	0,33	0,12
$\frac{U}{L_x}$	0,66	0,24	0,66	0,24
$\frac{v}{L_y}$	0,51	0,51	0,19	0,19
M ₁	0,086	0,148	0,097	0,184
M ₂	0,063	0,083	0,096	0,139
Q _a ^u =Q _a ^u ×S [N]	191170,08	70095,70	70096,06	25489,48
Q _a ^{ser} =Q _a ^{ser} ×S [N]	128407,68	47082,82	47082,82	17121,02
$\frac{M_x^u}{4}$ [N.m]	16440,63	10374,16	6799,32	4690,06
$\frac{M_y^u}{4}$ [N.m]	12043,72	5817,94	6729,22	3543,04
$\frac{M_x^{ser}}{4}$ [N.m]	12660,99	7749,83	5471,02	3626,23
$\frac{M_y^{ser}}{4}$ [N.m]	10298,30	5301,53	5433,36	3009,88
M _{x_c} ^u [N.m]	3957,2			
M _{y_c} ^u [N.m]	3039,6			
M _{x_c} ^{ser} [N.m]	3066,37			
M _{y_c} ^{ser} [N.m]	2573,29			

➤ **Descente des charges :**

Dalle machine : (ep= 20cm) ⇒G = 0,2× 2500 = 500 daN/m²

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 100 daN/m²

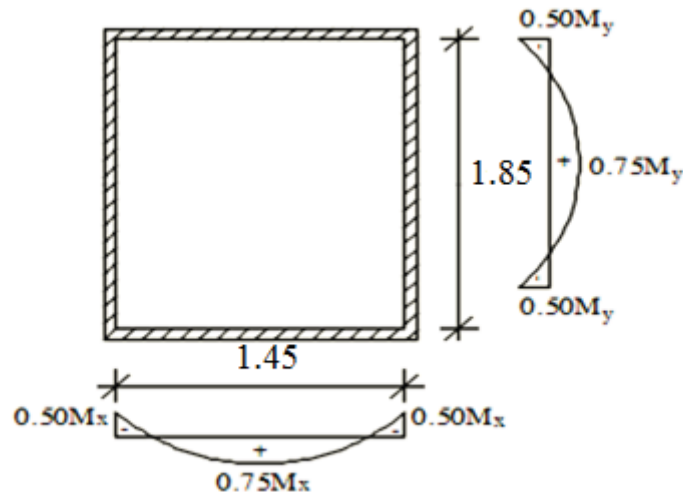


Fig.V.5: Schéma de panneau de dalle d'ascenseur.

- **Combinaison fondamentale :**

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

$$q_u = 1,35 \times 500 + 1,5 \times 100 \Rightarrow q_u = 825 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1,00 = 825 \text{ daN/m}_L$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 500 + 100 \Rightarrow q_u = 600 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_{\text{ser}}} = q_{\text{ser}} \times 1,00 = 600 \text{ daN/m}_L$$

- d. **Calcul des sollicitations :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{185} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0584 \\ \mu_y^u = 0,5608 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0584 \times 825 \times 1,45^2 = 101,30 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,5608 \times 101,30 = 56,81 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{185} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0650 \\ \mu_y^s = 0,6841 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0650 \times 600 \times 1,45^2 = 81,99 \text{ daN.m} \\ M_y^s = 0,6841 \times 81,99 = 56,09 \text{ daN.m} \end{cases}$$

e. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (3957,2 + 1013) \Rightarrow M_{xt}^u = 4970,2 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (3039,6 + 568,1) \Rightarrow M_{yt}^u = 3607,7 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (3066,37 + 819,9) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3886,27 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (2573,29 + 560,9) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 3134,19 \text{ N}$$

a. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y$$

b. Moment en appuis:

$$M_{ax} = -0,50 \times M_x$$

$$M_{ay} = -0,50 \times M_y$$

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Sens	ELU		ELS	
	M travée [N.m]	M appuis [N.m]	M travée [N.m]	M appuis [N.m]
Sens X-X	3727,65	-2485,1	2914,70	-1934,14
Sens Y-Y	2705,78	-1803,85	2350,64	-1567,10

V.5- Calcul des ferrillages :

❖ Sens x-x :

a) En travée :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 3727,65 \text{ N.m}$$

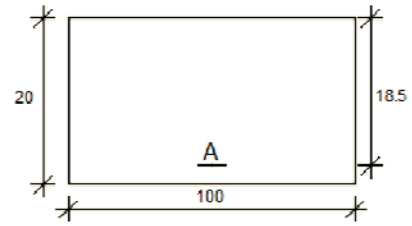


Fig V.6 : Section de calcul en travée (x-x).

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times dx^2} = \frac{3727,65}{14,2 \times 100 \times 18,5^2} = 0,0077$$

$$\mu = 0,0077 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des armatures A_{tx}^u :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times dx} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0097$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,996$$

$$A_{tx}^u = \frac{3727,65}{348 \times 0,996 \times 18,5} = 0,58 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ **Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h_d = 0,0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \max (A_{tx}^{u_{\text{cal}}} ; A_{\min}) = \max (0,58 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_{tx}^u = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min (3h_d ; 33 \text{ cm})$

$$\delta \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T10 \longrightarrow A_{tx}^u = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 2914,70 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{3727,56}{2914,70} = 1,28$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39$$

$$\alpha = 0,0077 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- $$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \text{Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

a. En appuis :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = -2485,1 \text{ N.m}$$

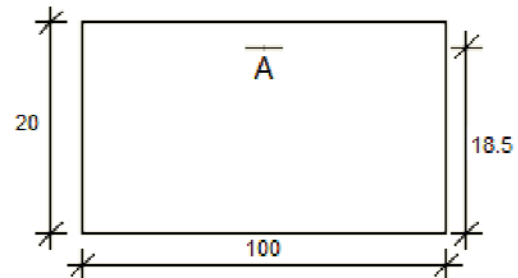


Fig V.7 : Section de calcul en appuis(x-x)

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2485,1}{14,2 \times 100 \times 18,5^2} = 0,0053$$

$$\mu = 0,0053 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des armatures A'_{ax} :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times dx} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0067$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.997$$

$$A_{ax}^u = \frac{2485,1}{348 \times 0.997 \times 18.5} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ **Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_d = 0.0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

Conclusion :

$$A_{ax}^u = \max (A_{ax}^{u\text{cal}} ; A_{\min}) = \max (0.39 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_{ax}^u = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (3h_d ; 33 \text{ cm})$$

$$\delta \leq \min (48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T10 \longrightarrow A_{ax}^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$M_{ax}^{\text{ser}} = -1934,14 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{\text{ser}}} = \frac{2485,1}{1934,14} = 1.28$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39$$

$$\alpha = 0.0067 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues

Sens y-y**a. En travée :**

- Etat limite ultime (E.L.U) :
 $M_{ty}^u = 2705,78 \text{ N.m}$

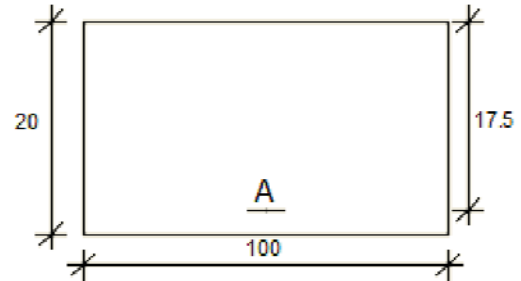


Fig V.8: Section de calcul en travée (y-y)

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d y^2} = \frac{2705,78}{14,2 \times 100 \times 17,5^2} = 0,0062$$

$$\mu = 0,0062 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des armatures A_{ty}^u :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d x} \quad \text{Tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0078$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,997$$

$$A_{ty}^u = \frac{2705,78}{348 \times 0,997 \times 17,5} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h_d = 0,0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

Conclusion :

$$A_{ty}^u = \max (A_{ty}^u \text{ cal} ; A_{\min}) = \max (0,45 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_{ty}^u = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (4h_d ; 45 \text{ cm})$$

$$\delta \leq \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A_{ty}^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$M_{ty}^{ser} = 2350,64 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{2705,78}{2350,64} = 1.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33$$

$$\alpha = 0.0078 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.33 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues}$$

b.En appuis :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = -1803,85 \text{ N.m}$$

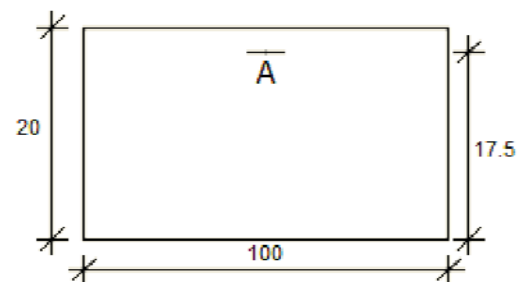


Fig V.9 : Section de calcul en appuis (y-y)

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

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1803,85}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.0041$$

$$\mu = 0.0041 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des armatures A_{ay}^u :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0051$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.998$$

$$A_{ay}^u = \frac{1803,85}{348 \times 0.998 \times 17.5} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ **Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_d = 0.0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

Conclusion :

$$A_{ay}^u = \max (A_{ay}^u \text{ cal} ; A_{\min}) = \max (0.30 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A_{ay}^u = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (4h_d ; 45 \text{ cm})$$

$$\delta \leq \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$4T10 \longrightarrow A_{ay}^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service :

$$M_{ay}^{\text{ser}} = -1567,10 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \end{array} \right\}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{1803,85}{1567,10} = 1.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33$$

$$\alpha = 0.0051 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.33 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow les armatures calculées à l' E.L.U seront maintenues

V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\max}^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_{\max}^u = 1327,57 + 825 \times \frac{1,45}{2} \Rightarrow T_{\max}^u = 1925,70 \text{ daN}$$

- Calcul :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = 0,05f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} = \frac{19257}{100 \times 18,5 \times 100} = 0,104 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0,104 < \bar{\tau}_{ad} = 1.25 \text{ MPa}$
 - il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.7- Vérification de la flèche :❖ Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

❖ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0,20}{1,45} = 0,138 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 \times M_x^{ser}} = \frac{2914,70}{20 \times 3886,27} = 0.037 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 18.5} = 0.0017 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre VI : Etude dynamique

VI.1.Introduction:

Le tremblement est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique.

Dans un cas de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par éléments finis « **ETABS** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

VI.2.Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.2.1.Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA.99 (version 2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de structure.

- ❖ **Condition d'application : [RPA.99(version 2003)]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ **Régularité en plan :**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.
3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
4. Le rapport longueur sur la largeur du plancher est inférieur à 4.
5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

✓ Régularité en élévation :

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%** la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe.

Zone II : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale 7 niveaux ou 33 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III : Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale 3 niveaux ou 10m.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat2009 »)

VI.2.2.Méthode dynamique :

1. Principe de la méthode :

Par cette méthode il recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

2. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planches avec trois degré de liberté (deux translations horizontales, et une rotation d'axe vertical)[RPA99/V2003].

➤ Présentation du logiciel :

L'etabs est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et centre d'inertie de chaque niveau ainsi que poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;

- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normales, contraintes σ)

VI.3. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail KN et m ;
- Génération graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure)
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

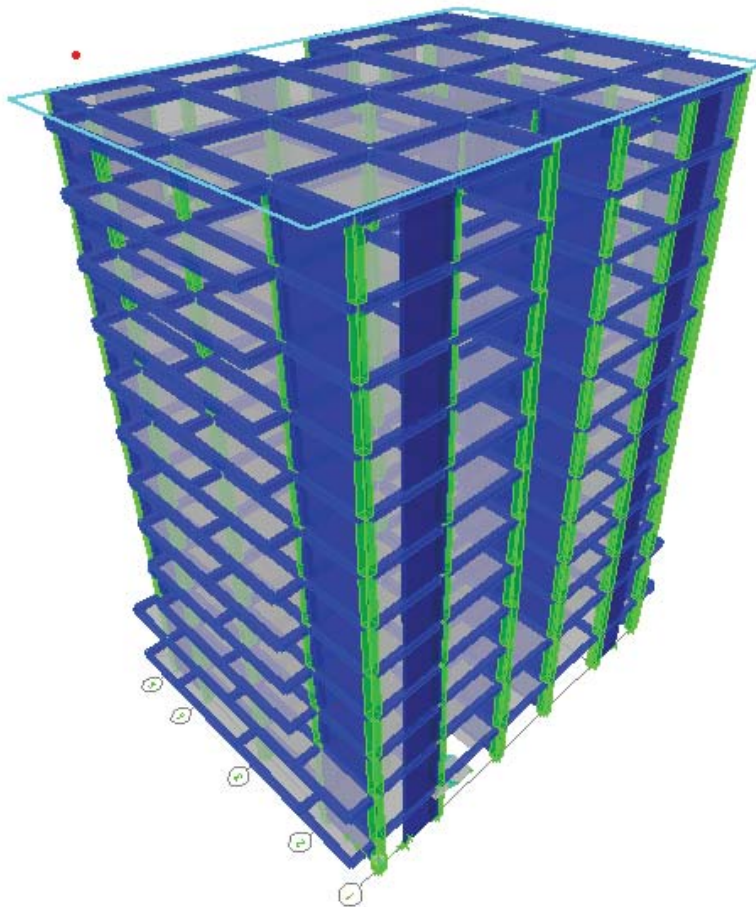


Fig.VI.1 : Interface de l'Etabs.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

Charge permanente G : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

Charge d'exploitation Q : les charges d'exploitations distribuée par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

❖ Combinaisons des charges :

1) Situation du durable et transitoire (normale).

a) $1.35 G + 1.5 Q$

b) $G + Q$

2) Situation accidentelles :

a) $0.8G + E$

b) $0.8 G - E$

c) $G + Q + E$

d) $G + Q - E$

❖ Détermination du spectre de réponse :

Zone : IIa

Groupe d'usage : 2

Coefficient de comportement : 5 (type de contreventement : mixte portiques : voiles avec interaction)

Amortissement : 7.00 % (Béton dense)

Site : S3 (meuble)

Vérification des erreurs,

Lancement de l'analyse et

Interprétation des résultats.

VI.4.Modélisation de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure se compose d'un sous-sol a usage de parking pour voitures, d'un rez-de-chaussée à usage commercial et 10 étages à usage d'habitation. Tout cela complique manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre de voiles doit être suffisant pour assurer une bonne rigidité tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable,
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure et

- Respectant l'architecture.

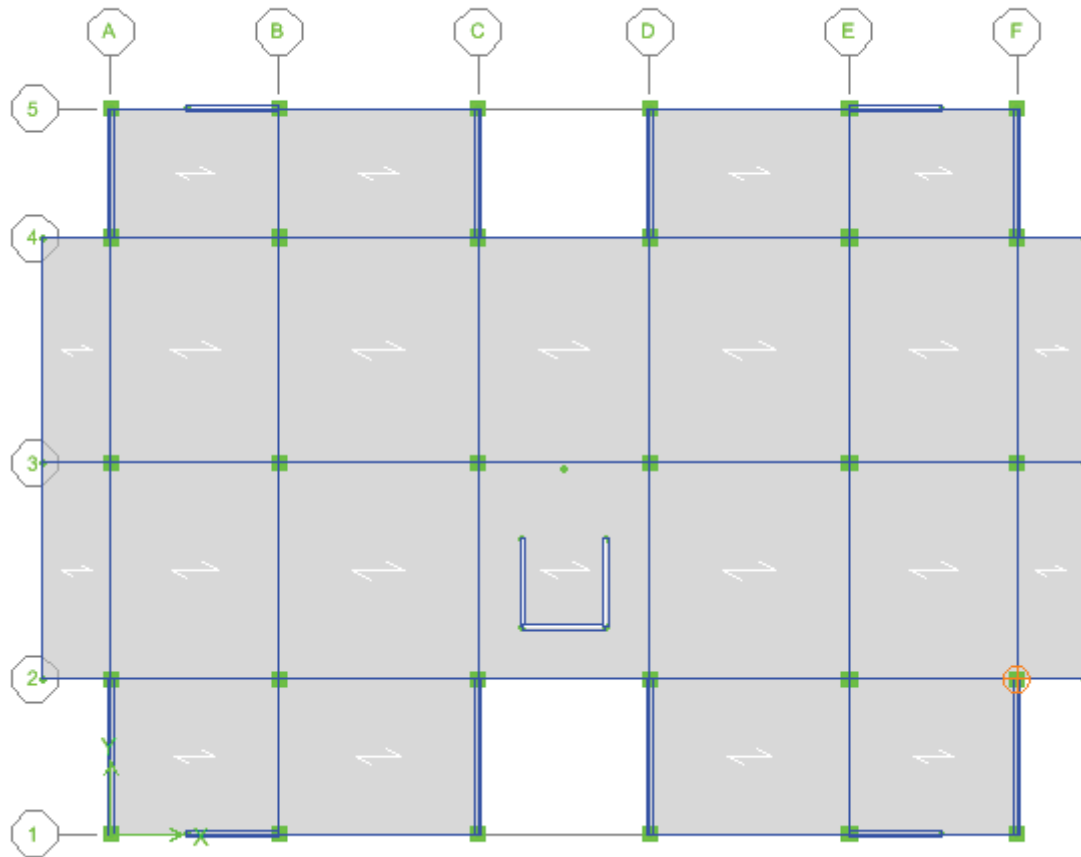


Fig.VI.2 : Disposition des voiles.

VI.5. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

A. Détermination des masses et centres de masse par étage

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

B. Détermination de centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Remarque :

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel **Etabs**: (**tableau VI.1**)

A. Calcul de l'excentricité :• **Excentricité théorique :**

$$e_x = | X_G - X_T |$$

$$e_y = | Y_G - Y_T |$$

• **Excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

L : Plus grande dimension de bâtiment.

$$L_{\max} = 28,44 \text{ m}$$

$$e_{\text{acc}} = 5\% \times L_{\max} = 0.05 \times 28,44 = 1.422 \text{ m}$$

Donc :

Sens X : $e_x \text{ cal} = \max (e_{\text{acc}}, e_{x\text{the}})$ et

Sens Y : $e_y \text{ cal} = \max (e_{\text{acc}}, e_{y\text{the}})$.

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité.

VI.6- Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :

Niveau	Centre de masse [ETABS]		Centre de Rigidité [ETABS]		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	L'excentricité calculée	
	X _G [m]	Y _G [m]	X _T [m]	Y _T [m]	e _x ^{the} [m]	e _y ^{the} [m]		e ^{acc} [m]	e _x =Max (e _{acc} ; e _x ^{the}) [m]
10 ^{ème} étage	12.264	9.862	12.265	9.026	0.001	0.836	1.422	1.422	1.422
9 ^{ème} étage	12.278	9.923	12.265	8.991	0.013	0.932	1.422	1.422	1.422
8 ^{ème} étage	12.275	9.897	12.264	8.968	0.011	0.929	1.422	1.422	1.422
7 ^{ème} étage	12.275	9.898	12.265	8.94	0.011	0.958	1.422	1.422	1.422
6 ^{ème} étage	12.275	9.899	12.265	8.911	0.011	0.988	1.422	1.422	1.422
5 ^{ème} étage	12.275	9.9	12.265	8.879	0.011	1.021	1.422	1.422	1.422
4 ^{ème} étage	12.275	9.9	12.264	8.847	0.011	1.053	1.422	1.422	1.422
3 ^{ème} étage	12.275	9.901	12.264	8.816	0.011	1.085	1.422	1.422	1.422
2 ^{ème} étage	12.275	9.903	12.263	8.784	0.012	1.119	1.422	1.422	1.422
1 ^{er} étage	12.275	9.903	12.261	8.768	0.014	1.135	1.422	1.422	1.422
RDC	12.275	9.85	12.258	8.817	0.017	1.033	1.422	1.422	1.422
Sous sol	12.274	9.763	12.256	9.239	0.018	0.524	1.422	1.422	1.422

VI.7. interprétation des résultats :**VI.7.1- Vérification de la résultante des forces sismiques**

La résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

a. Calcul de la force statique équivalente :

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

• Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99(Version 2003)/Tableau]

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas $A = 0,15$

• Coefficient de comportement R : [RPA99 (Version 2003)-Tableau]

Le contreventement mixte avec interaction ($R = 3.5$)

• Facteur de qualité Q : [RPA99 (Version 2003)/Tableau]

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ [Formule]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Tableau : VI.2:Pénalités du facteur de qualité P_q

Critère « q »	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,00	0,00
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	0,25	0,25

Avec :

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_x = Q_y = 1,25$$

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \text{ [RPA99 (Version 2003)/Formule 4-2]} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement.

• **Périodes caractéristiques T₁, T₂** :

Pour un site type S₃ :

$$T_1 = 0.15 \text{ s ;}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s [RPA99 (Version 2003)/Tableau 4.7]}$$

- **Coefficient de correction d'amortissement η** :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,88 \text{ K} \quad (\xi = 7\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=7\%$. Pour un béton dense [RPA99/V2003/Tableau 4.2]

$$\eta = 0.88$$

- **Estimation empirique de la période fondamentale** :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99.

- T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$h_N = 37.74 \text{ m et}$$

$$C_T = 0,05.$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05(37.74)^{3/4} = 0,76 \text{ s.}$$

$$T_{x1} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 37.74}{\sqrt{20,55}} = 0.75 \text{ s.}$$

$$T_{y1} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 37,74}{\sqrt{28,44}} = 0,64s.$$

Donc :

$$T = \min(T; T_{x1}, T_{y1}) = \min(0,76; 0,75; 0,64) \Rightarrow T = 0,64s$$

$$\text{On a } T_2 = 0,50s \leq T = 0,64s \leq 3,0s \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D = D_{xv} = D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,64}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,87.$$

VI.7.2- Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

W : Poids total de la structure

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel

$$W = 58904,6 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 1,87 \times 1,25}{3,5} \times 58904,6 \Rightarrow V_x = V_y = 5900,98 \text{ KN}$$

$$80\%V = 4720,78 \text{ KN}$$

• Vérifications de l'effort tranchant à la base :

$$V_x = 5900,98 \times 0,8 = 4720,78 \text{ KN} > 4571,77 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$V_y = 5900,98 \times 0,8 = 4720,78 \text{ KN} > 4571,77 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

VI.7.3-Périodes et facteurs de participation modale :

• Nombre de modes à considérer : [RPA99/V2003-Article4.3.4]

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ s}$$

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol et

T_k : la période du mode K.

$$N = 11 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{11} \approx 10 \text{ modes.}$$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 12 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales.

Mode	Periode [sec]	UX [%]	UY [%]	Sum UX [%]	Sum UY [%]
1	0,784565	71,6833	0,0002	71,6833	0,0002
2	0,705672	0,0001	66,4428	71,6834	66,443
3	0,684565	0,4202	0,0197	72,1036	66,4627
4	0,34225	13,4042	0,0004	85,5078	66,4632
5	0,208487	0,0505	0,0005	85,5583	66,4637
6	0,200672	0,0018	18,0522	85,5601	84,5159
7	0,172483	5,0653	0,0045	90,6254	84,5204
8	0,107297	2,8327	0,0006	93,4581	84,521
9	0,095648	0,037	0	93,4951	84,521
10	0,088487	0	6,5509	93,4951	91,0719
11	0,088243	0,0007	0,3698	93,4958	91,4418
12	0,084474	0,0275	0,0005	93,5233	91,4423

Remarque :

L'analyse dynamique de la structure, nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- ❖ Un période fondamentale $T_{\text{dym}} = 0.78$ s.
- ❖ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx) et (yy), successivement.
- ❖ Le troisième mode est un mode de torsion.
- ❖ Les 12 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%.

➤ **Vérfications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4] :**

La valeur de T_{dym} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{dym}} = 0.78 \text{ s} < 1.3 \times T_e = 1.3 \times 0.64 = 0.83 \text{ s} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI.7.4- Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10] :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ . [RPA99/V2003 – Formule 4. 19]}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Remarque :

Le déplacement due aux forces sismiques est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{306}{100} = 3,06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{408}{100} = 4,08 \text{ cm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification des déformations.

Niveaux	h [cm]	δ_{ekx} [cm]	δ_{eky} [mm]	$\delta_{kx} = R^* \delta_{ekx}$ [cm]	$\delta_{ky} = R^* \delta_{eky}$ [cm]	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ [cm]	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ [cm]	0,01h [cm]	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
10 ^{ème} étage	306	2,57	0,0051	8.995	0.018	0.570	0.004	3.06	vérifiée	vérifiée
9 ^{ème} étage	306	2,407	0,004	8.425	0.014	0.644	0.000	3.06	vérifiée	vérifiée
8 ^{ème} étage	306	2,223	0,004	7.781	0.014	0.714	0.000	3.06	vérifiée	vérifiée
7 ^{ème} étage	306	2,019	0,004	7.067	0.014	0.784	0.000	3.06	vérifiée	vérifiée
6 ^{ème} étage	306	1,795	0,004	6.283	0.014	0.834	-0.004	3.06	vérifiée	vérifiée
5 ^{ème} étage	306	1,557	0,005	5.449	0.018	0.874	0.004	3.06	vérifiée	vérifiée
4 ^{ème} étage	306	1,307	0,004	4.575	0.014	0.903	0.000	3.06	vérifiée	vérifiée
3 ^{ème} étage	306	1,049	0,004	3.672	0.014	0.900	0.003	3.06	vérifiée	vérifiée
2 ^{ème} étage	306	0,792	0,003	2.772	0.011	0.878	0.000	3.06	vérifiée	vérifiée
1 ^{er} étage	306	0,541	0,003	1.894	0.011	0.802	0.004	3.06	vérifiée	vérifiée
RDC	408	0,312	0,002	1.092	0.007	0.826	0.003	4.08	vérifiée	vérifiée
Sous sol	306	0,076	0,001	0.266	0.004	0.266	0.004	3.06	vérifiée	vérifiée

Chapitre : Etude des portiques

VII.1-Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres)
L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VII.2-Définition :

◆ Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

◆ Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.3-Etude des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

VII.3.1- Combinaisons d'actions :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

$$1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Etat Limite ultime.}$$

$$G + Q \Rightarrow \text{Etat Limite de service.}$$

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Robot 2016**.

VII.3.2-Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30×50) cm²**.

➤ Poutres secondaires : (30×45) cm².

a) **Ferraillages réglementaires** :

1) **Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1]** :

➤ Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courante} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$

- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone II_a.

Avec :

B : Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- ✓ En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

2) **Règlement BAEL91** : [BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

a) **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Etabs" ; on obtient les résultats suivants :

Tableau.VII.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m] et efforts tranchants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x50)	Poutres secondaires (30x45)
E.L.U (1,35G+1,5Q)	M_t [kN.m]	154.657	112.80
	M_a [kN.m]	-260.508	-100.51
E.L.S (G+Q)	M_t [kN.m]	111.645	80.65
	M_a [kN.m]	-270.247	-95.74
A.C.C (G+Q±E) (0,8 G ± E)	M_t [kN.m]	171.318	231.26
	M_a [kN.m]	-290.154	-247.45
Effort Tranchant	T [kN]	226.60	197.57

➤ **Armatures longitudinales :**

1. **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.50 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

2. **Conditions imposées le BAEL91 :**

- **Poutre principale :**

$$h=50 \text{ cm}; b=30\text{cm};$$

$$d= 0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- Poutre secondaire :

$$h=35 \text{ cm}; b=30\text{cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

- **Exemple de Calcul** : Poutres principales (30x50) cm²

A. En travée :

- Situation durable et transitoire :

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 154.657 \text{ KN.m} = 154657 \text{ N.m}$$

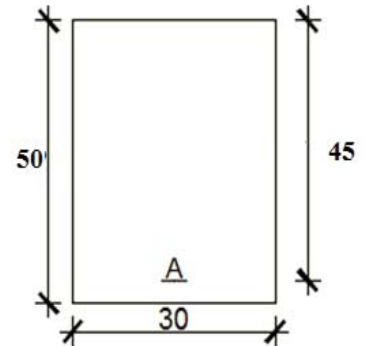


Fig VII .1 : Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{154657}{14,2 \times 30 \times (45)^2} = 0.179$$

$$\mu = 0,179 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.248$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,901$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{154657}{348 \times 0,901 \times 45} = 10.96 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

$$M_t^{\text{acc}} = 171.318 \text{ KN.m} = 171318 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{171318}{14.2 \times 30 \times (45)^2} = 0.199$$

$$\mu = 0.199 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.280$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.888$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{171318}{400 \times 0,888 \times 45} = 10.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 10.96 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$6T12 + 3T14 \longrightarrow A = 11,41 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 111.654 \text{ KN.m} = 111654 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{154657}{111654} = 1,39$$

$$\alpha = 0,248 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues}$$

B. En appuis :• **Cas fondamentaux :**➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_a^u = 260.508 \text{ KN.m} = 260508 \text{ N.m}$$

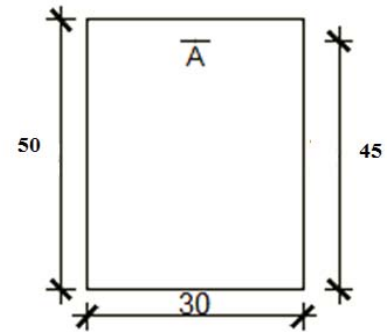


Fig VII.2 : section du calcul en appui

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{260508}{14,2 \times 30 \times (45)^2} = 0.302$$

$$\mu = 0.302 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.463$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.815$$

• Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{260508}{348 \times 0.815 \times 45} = 20.41 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{\text{acc}} = 290,154 \text{ KN.m} = 290154 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{290154}{18,48 \times 30 \times (45)^2} = 0.336$$

$$\mu = 0.336 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.534$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.786$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{290154}{400 \times 0.786 \times 45} = 20.51 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_a = 20.51 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$6T14+4T20 \longrightarrow A=21.81 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service

$$M_a^{\text{ser}} = 270.247 \text{ KN.m} = 270247 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{\alpha} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{260508}{270247} = 0.96$$

$$\alpha = 0,463 > \frac{0.96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,23$$

$$A = 20.51 \text{ cm}^2 ; A' = 0 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow$$

$$B = 30 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; d' = 5 \text{ cm} ; M_{\text{ser}} = 270.247 \text{ KN}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; d' = 5 \text{ cm} ; M_{\text{ser}} = 270.247 \text{ KN.m}$$

$$d = \frac{15}{b} \times (A + A') = \frac{15}{30} \times 20.51 = 10.255$$

$$E = \frac{30}{b} \times (A \times d + A' \times d') = \frac{30}{30} \times (20.51 \times 45) = 922.95$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -10.255 + \sqrt{(10.255)^2 + 922.95}$$

$$y_1 = 21.81 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times (21.81)^3}{3} + 15 \times 20.51 \times (45 - 21.81)^2$$

$$I = 269191.77 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{270247}{2969191.77} = 0.09$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.09 \times 21.81 = 1.96 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 1.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues}$$

b) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 226.60 \text{ KN} = 226600 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 45 \Rightarrow a = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 226600 \text{ N} \leq 0,267 \times 40.5 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 811012.5 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :[CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_L = 8,04 \geq \frac{1,15}{400} \left[226600 + \frac{260508}{0,9 \times 45} \right] \times 10^{-2} = 6,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{226600}{30 \times 45 \times 10^2} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \min} \right) \Rightarrow$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{30}{10} ; \right) = 1,43 \text{ cm} = 14,3 \text{ mm}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

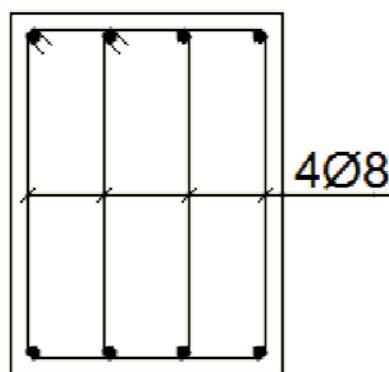


Fig.VII.3: Armatures transversales.

- **L'espace des armatures transversales** :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha = 1; \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1)} = 11,99 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(40,5 ; 40) = 40 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 11,99 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 10 \text{ cm}$.

• Selon le RPA99 (version2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \emptyset\right) = \min\left(\frac{50}{4} ; 12 \times 1,63\right) = 12,5 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 12,5 \text{ cm en zone nodale} \\ \delta_t = 25 \text{ cm en zone courante} \end{cases}$$

e. Vérification des armatures transversales:

➤ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 12,5 \times 30 = 1,88 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

f. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\emptyset_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

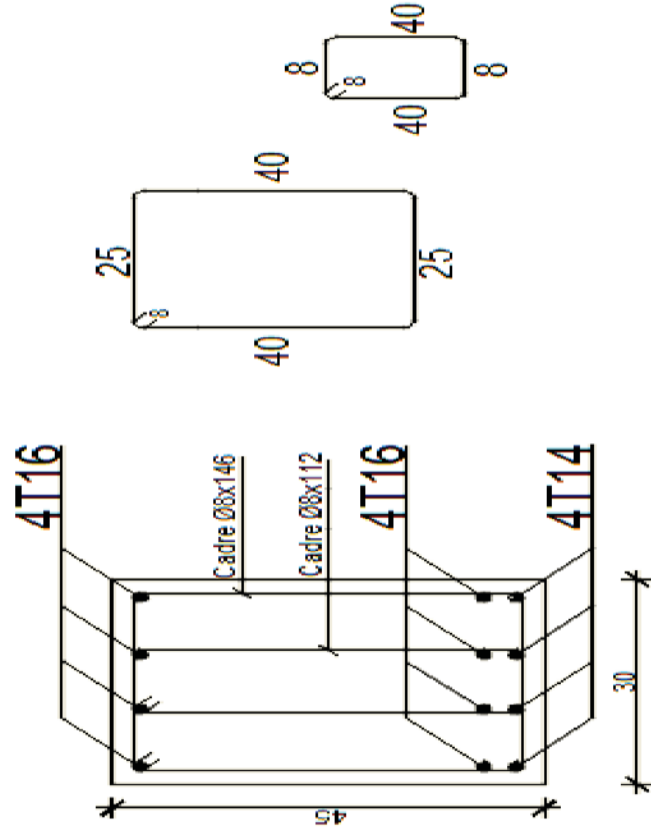
Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		A min (cm ²)		A cal [cm ²]	Barres choisis	Acorr [cm ²]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm ²]	RPA99 V(2003) [cm ²]				
poutres principales (30x50)	Travées	1.63	7.50	10.96	6T12 + 4T16	11.41	64
	Appuis	1.63	7.50	20.51	6T16 + 2T20	21.81	80
poutres secondaires (30x45)	Travées	1.47	6.65	14.20	2T12+4T14	14.20	56
	Appuis	1.47	6.65	17.30	3T14 + 3T16	18.34	64

➤ Ferrailage des poutres secondaires :

En travée :



En appui :

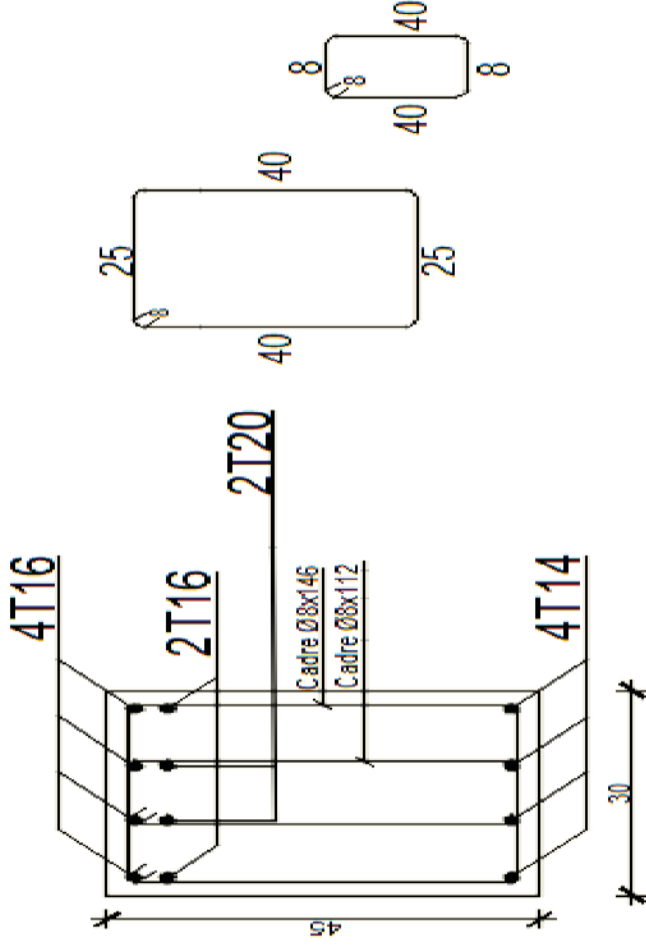


Fig. VII.4: Ferrailage des poutres Secondaires.

VI.3.3-Etude des poteaux :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z}) (voir fig. VII.3.3.1),

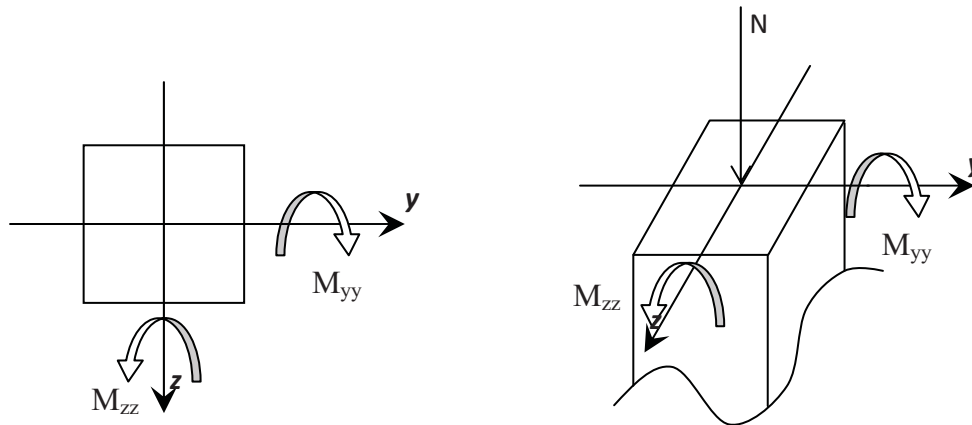


Fig.VII.5: Sollicitation sur les poteaux.

VI. 3.3.1-Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G + Q \Rightarrow$ Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

VI.3.3.2-Principe de calcul :

$$1) N^{\max} \Rightarrow (M_{zz\text{corr}}, M_{yy\text{corr}})$$

$$2) N^{\min} \Rightarrow (M_{zz\text{corr}}; M_{yy\text{corr}})$$

$$3) M_{zz}^{\max}, N_{\text{corr}}$$

$$4) M_{yy}^{\max}, N_{\text{corr}}$$

VI.3.3.3-Ferraillage des poteaux :**a) Ferraillage réglementaire :****1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en **(Zone IIa)**.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - ✓ 40Φ en **(Zone IIa)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en **(Zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - ✓ $L' = 2h$
 - ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$

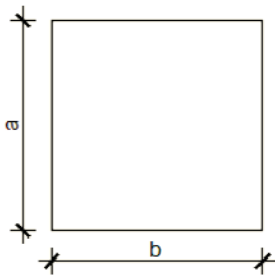


Fig VII.7: Section du poteau

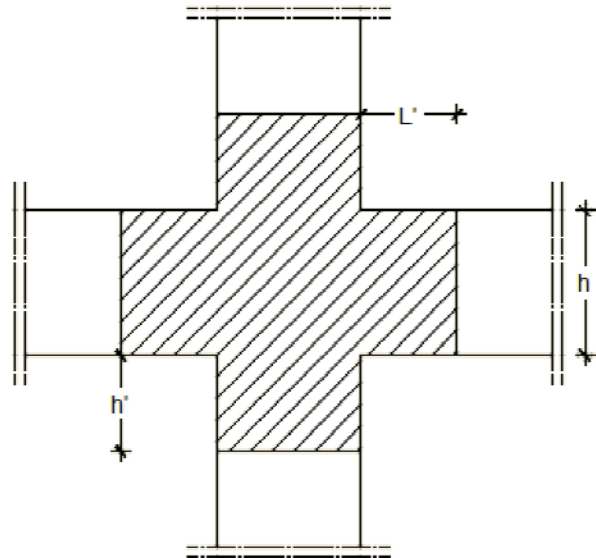


Fig VII.6: zone nodale

Avec :

h: la hauteur de la poutre ;

b et a : dimension du poteau et

he: la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

- **Selon le RPA99 (Version 2003)**

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élanement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots (\text{zone IIa}).$
- ✓ Zone courante : $\delta_t \leq 15.\varnothing_L \dots\dots\dots (\text{zone IIa}).$

\varnothing_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si: $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si: $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : la longueur du flambement.

2) Règlement BAEL91 :

➤ Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ $A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / m_L$ | } |
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ $0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B$ | |
- Pour section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

➤ **Armature transversale : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre minimal des armatures transversales: $\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min(15\phi_{L \min}, 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\phi_{L \min}$: plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.

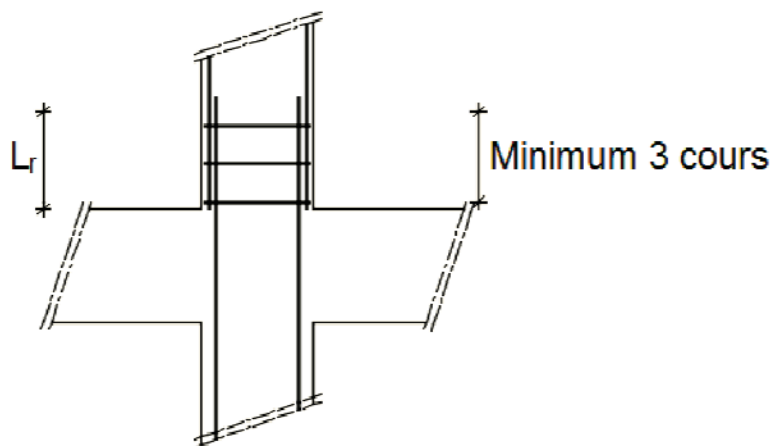


Fig VII.8: Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

L_r = Longueur de recouvrement

❖ Les types de poteaux :

Dans notre structure, on a 5 types de poteaux :

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	sous-sol et RDC	(60 × 60)
2	1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage	(55 × 55)
3	3 ^{ème} - 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	(50 × 50)
4	6 ^{ème} - 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	(45 × 45)
5	9 ^{ème} - 10 ^{ème} étage	(40 × 40)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**)

(**0.8G±E**) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section [cm ²]		Poteau (60×60) [cm ²]	Poteau (55×55) [cm ²]	Poteau (50×50) [cm ²]	Poteau (45×45) [cm ²]	Poteau (40×40) [cm ²]	
	Sollicitations							
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	Cas1	N ^{max} [KN]	-2938,29	-1898,19	-1758,86	-1256,48	-760,67	
		Mz _Z ^{cor} [KN.m]	6,59	12,43	6,47	13,50	20,30	
	Cas2	N ^{max} [KN]	-2938,29	-1898,19	-1658,86	-1256,48	-760,67	
		My _Y ^{cor} [KN.m]	33,23	4,88	6,05	0,85	0,28	
	Cas3	Mzz ^{max} [KN.m]	90,29	80,12	85,15	90,31	69,55	
		N ^{cor} [KN]	-1910,16	-1702,05	-742,37	-488,04	-421,92	
	Cas4	My _Y ^{cor} [KN.m]	64,23	45,40	57,36	66,09	38,77	
		N ^{cor} [KN]	-608,67	-872,12	-828,09	-556,52	-328,13	
	Cas5	N ^{min} [KN]	-330,28	-520,21	-336,18	-198,15	-46,58	
		Mz _Z ^{cor} [KN.m]	1,73	0,13	1,96	0,97	10,04	
	Cas6	N ^{min} [KN]	-330,28	-470,21	-336,18	-198,15	-46,58	
		My _Y ^{cor} [KN.m]	7,54	1,97	0,32	0,58	4,71	
	ACC G+Q+E 0,8G±E	Cas1	N ^{max} [KN]	-3295,59	-3176,34	-2316,40	-1444,69	-977,44
			Mz _Z ^{cor} [KN.m]	31,06	57,41	48,05	22,42	1,94
Cas2		N ^{max} [KN]	-3295,59	-3176,34	-2316,40	-1444,69	-977,44	
		My _Y ^{cor} [KN.m]	25,09	18,05	30,02	10,31	9,92	
Cas3		Mzz ^{max} [KN.m]	161,21	170,11	185,38	174,51	131,10	
		N ^{cor} [KN]	-2465,52	947,52	-561,85	-448,27	-537,78	
Cas4		My _Y ^{cor} [KN.m]	135,13	141,92	150,08	129,33	75,36	
		N ^{cor} [KN]	-951,09	116,10	-6,01	-160,09	-117,34	
Cas5		N ^{min} [KN]	-1880,11	1791,48	1154,53	452,63	194,18	
		Mz _Z ^{cor} [KN.m]	96,43	90,26	27,05	15,69	3,03	
Cas6		N ^{min} [KN]	-1880,11	1791,48	1154,53	452,63	194,18	
		My _Y ^{cor} [KN.m]	27,14	6,94	8,48	12,88	26,32	
E.L.S (G+Q)		Ms [KN.m]	18,03	9,46	4,32	9,19	13,89	
		Ns [KN]	-1902,87	-1513,22	-1200,13	-841,49	-517,66	
Effort tranchant			98,46	69,85	76,32	80,98	72,84	

1) Exemple de calcul:➤ Ferrailage du poteau de section (60×60) cm² :• Les armatures longitudinales :❖ Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

b = 60 cm ; h = 60 cm ; d = 54 cm♦ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = -2938.29 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 6.59 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{659}{2938.29} = 0,22 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$ (Bâtiment à étages multiple)[BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,22}{60} =] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$e_0 = \frac{M}{N}$: Excentricité géométrique

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

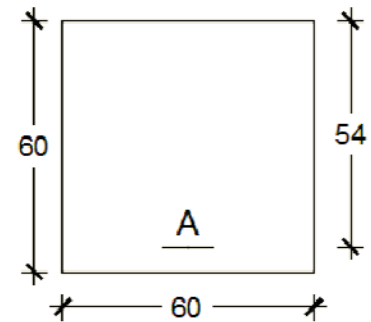


Fig VII.9: section de calcul

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \text{ avec : } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{5,57}{5,57 + 0,69} = 0,89$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,89 \times 2]$$

$$e_2 = 1,54 \text{ cm}$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 2938,29 \times (0,0022 + 0,02 + 0,0154)$$

$$M'_1 = 110,48 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2938,29 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{110,48}{2938,29} = 3,76 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

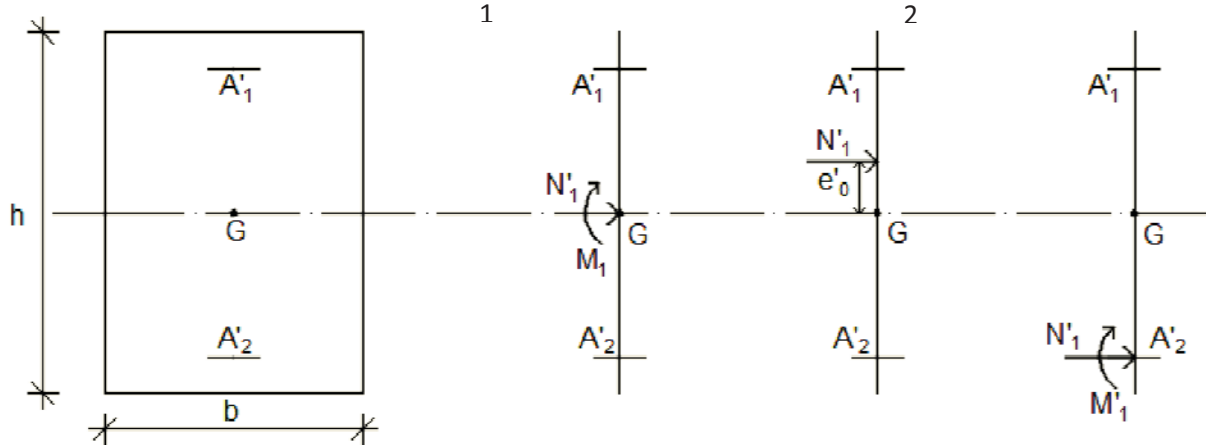


Fig VII.10: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 110,48 + 2938,29 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 815,67 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2938,29 \times (0,54 - 0,06) - 815,67$$

$$(2) = 594.709 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 594.709 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{815670}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,328$$

$$\mu = 0,328 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,517$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,793$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{815670}{348 \times 0,793 \times 54} = 54,74 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 54,74 - \frac{2938290}{100 \times 348} = -29,69 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = -2938,29 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{cor}} = 33,23 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3323}{2938,29} = 1,13 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple)} [\text{BAEL91/VI.2}]$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15 ; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15 ; 20 \times \frac{1,13}{60} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{14,15}{14,15 + 3,81} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,79 \times 2]$$

$$e_2 = 1,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2938,29 \times (0,0113 + 0,02 + 0,0146)$$

$$M'_1 = 134,867 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2938,29 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{13486,7}{2938,29} = 4,59 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

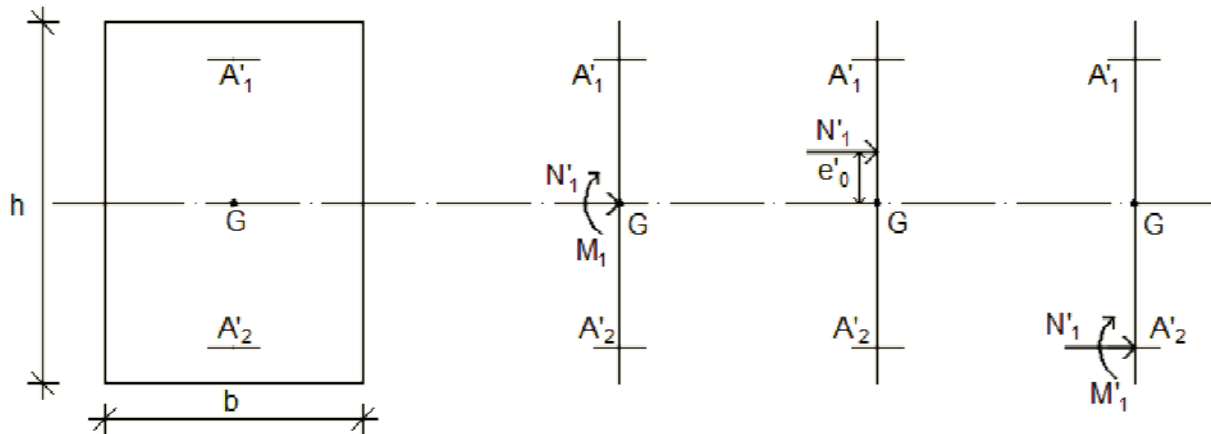


Fig.VII.12: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 134,867 + 2938,29 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 840,057 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2938,29 \times (0,54 - 0,06) - 840,057$$

$$(2) = 570,322 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 570,322 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{840057}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,338$$

$$\mu = 0,338 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,538$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,785$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{840057}{348 \times 0,785 \times 54} = 56,95 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 54,95 - \frac{2938290}{100 \times 348} = -29,48 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = -1910,16 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{max}} = 90,29 \text{ KN.m}$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9029}{1910,16} = 4,73 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{4,56}{60}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{51,08}{51,08 + 12,25} = 0,81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,81 \times 2]$$

$$e_2 = 1,48 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1910,16 \times (0,0473 + 0,02 + 0,0148)$$

$$M'_1 = 156,82 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1910,16 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{15682}{1910,16} = 8,21 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

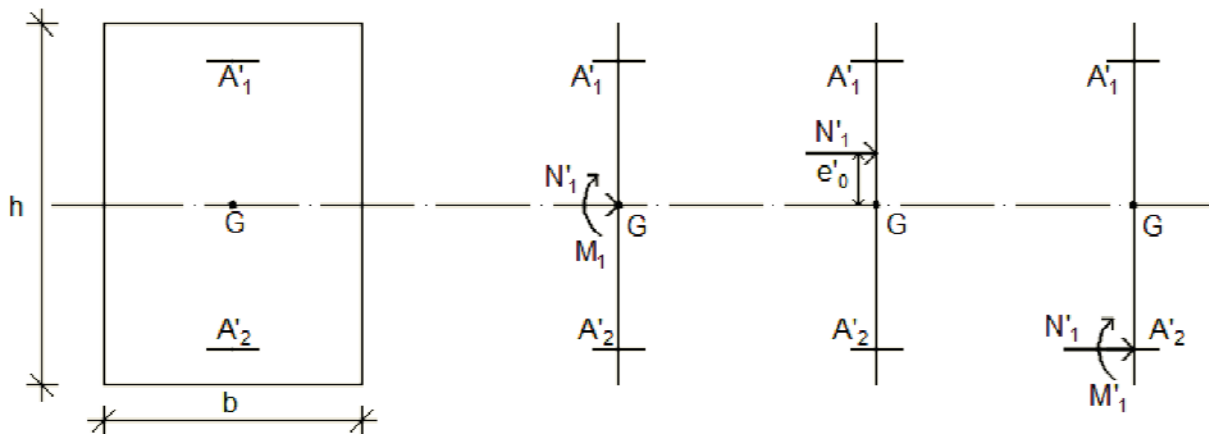


Fig.VII.13: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 156,82 + 1910,16 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 615,258 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1910,16 \times (0,54 - 0,06) - 615,258$$

$$(2) = 301,619 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 785,203 \text{ KN.m} > (2) = 301,619 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{615258}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,248$$

$$\mu = 0,248 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,363$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,855$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{615258}{348 \times 0,855 \times 54} = 38,29 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 38,29 - \frac{1910160}{100 \times 348} = -16,60 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 4 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 608,67 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 64,23 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6423}{608,67} = 10,55 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

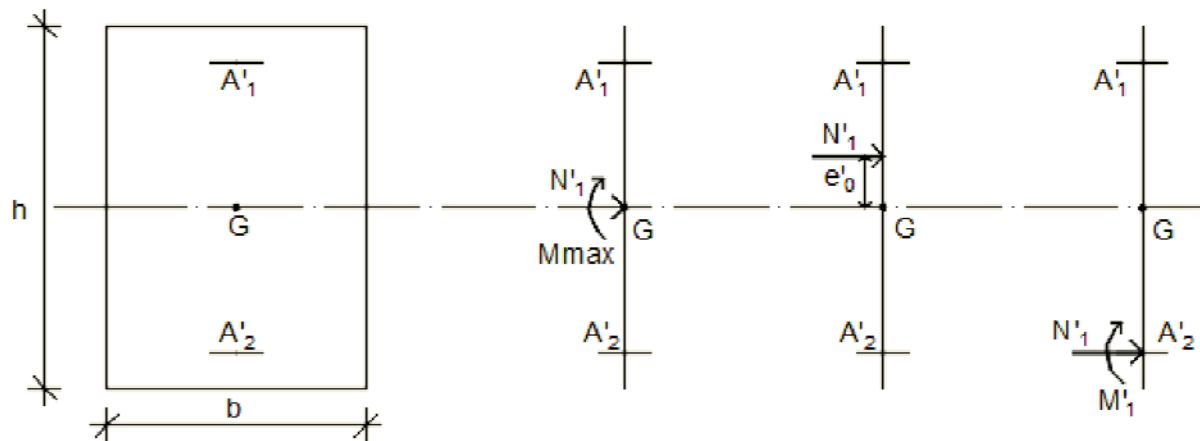


Fig.VII.14: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 608,67 \times \left(0,1055 + 0,54 - \frac{0,60}{2} \right)$$

$$M_1 = 210,295 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 608,67 \times (0,54 - 0,06) - 210,295$$

$$(2) = 81,87 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 81,87 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{210295}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,085$$

$$\mu = 0,085 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,111$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{210295}{348 \times 0,956 \times 54} = 11,71 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 11,71 - \frac{608670}{100 \times 348} = -5,78 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

▪ **Cas 5:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 330,28 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 1,73 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{173}{330,28} = 0,52 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,52}{60}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1,15}{1,15 + 0,31} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,79 \times 2]$$

$$e_2 = 1,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 330,28 \times (0,052 + 0,02 + 0,0146)$$

$$M'_1 = 28,60 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 330,28 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{2860}{330,28} = 8,66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

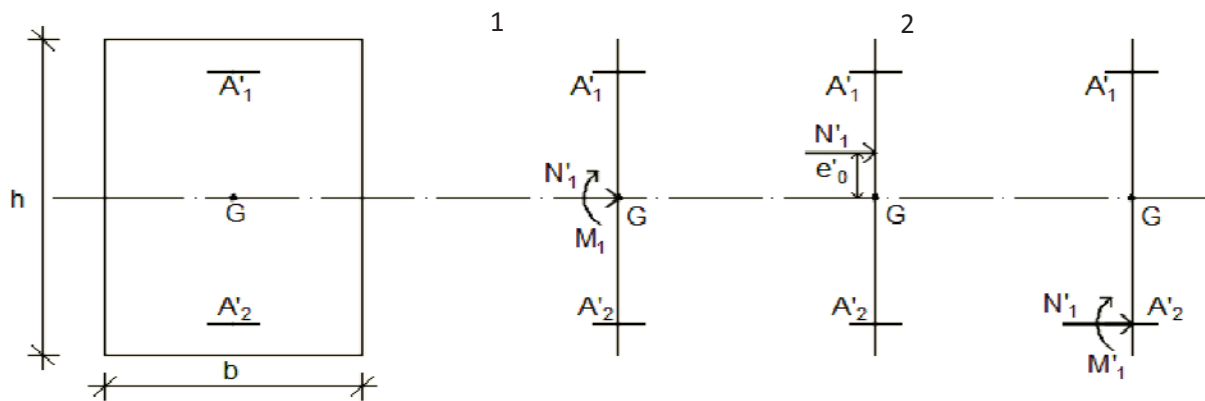


Fig.VII.15: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 28,60 + 330,28 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 107,87 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 330,28 \times (0,54 - 0,06) - 107,87$$

$$(2) = 50,66 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 50,66 KN.m \rightarrow La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

- Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{107870}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,043$$

$$\mu = 0,043 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,055$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{107870}{348 \times 0,978 \times 54} = 5,87 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 5,87 - \frac{330280}{100 \times 348} = -3,62 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 6 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 330,28 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 7,54 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{754}{330,28} = 2,28 < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm ; Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{2,28}{60}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm ; } \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm ; } \frac{408}{250}]$$

$e_a = 2 \text{ cm}$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$

$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{5,04}{5,04 + 0,80} = 0,86$

$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,86 \times 2]$

$e_2 = 1,52 \text{ cm}$

$M'_1 = 330,28 \times (0,0226 + 0,02 + 0,0152)$

$M'_1 = 19,09 \text{ KN.m}$

$N'_1 = 330,28 \text{ KN}$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{1909}{330,28} = 5,78 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

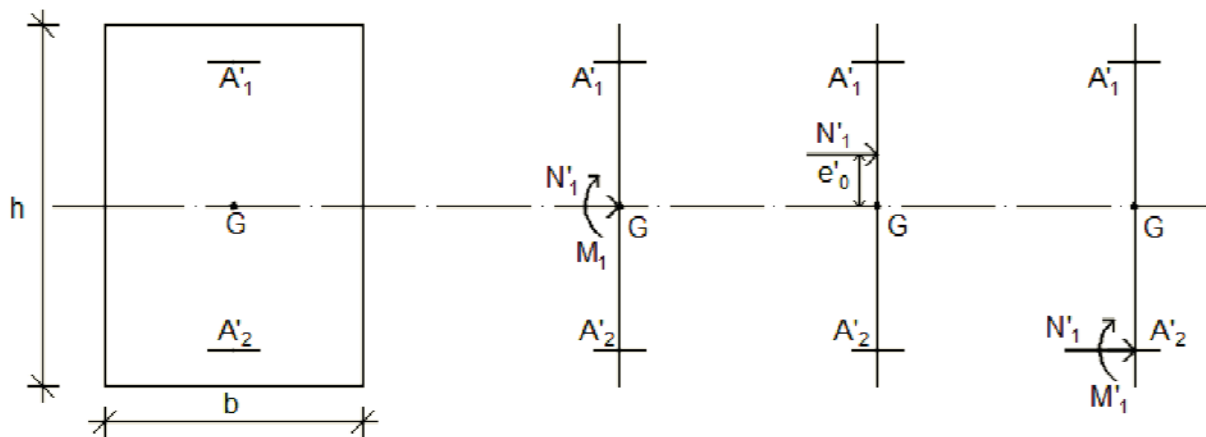


Fig.VII.16: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$M_1 = M'_1 + N'_1 \times (d - \frac{h}{2})$

$M_1 = 19,09 + 330,28 \times (0,54 - \frac{0,60}{2})$

$M_1 = 98,36 \text{ KN.m}$

$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 330,28 \times (0,54 - 0,06) - 98,36$$

$$(2) = 60,17 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$(1) = 785,203 \text{ KN.m} > (2) = 60,17 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{98360}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{98360}{348 \times 0,980 \times 54} = 5,34 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 5,34 - \frac{330280}{100 \times 348} = -4,15 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle : (G+Q±E ; 0.8G±E)**

$$b = 60 \text{ cm} \Rightarrow h = 60 \text{ cm} \Rightarrow d = 54 \text{ cm}$$

♦ **Cas 1 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = -3295,59 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 31,06 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3106}{3295,59} = 0,94 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm ; Max} \left[15 ; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15 ; 20 \times \frac{0,94}{60} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm ; } \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm ; } \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{5,57}{5,57 + 0,69} = 0,89$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,89 \times 2]$$

$$e_2 = 1,54 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3295,59 \times (0,0094 + 0,02 + 0,0154)$$

$$M'_1 = 147,64 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 3295,59 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{147,64}{3295,59} = 4,48 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué}$$

à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

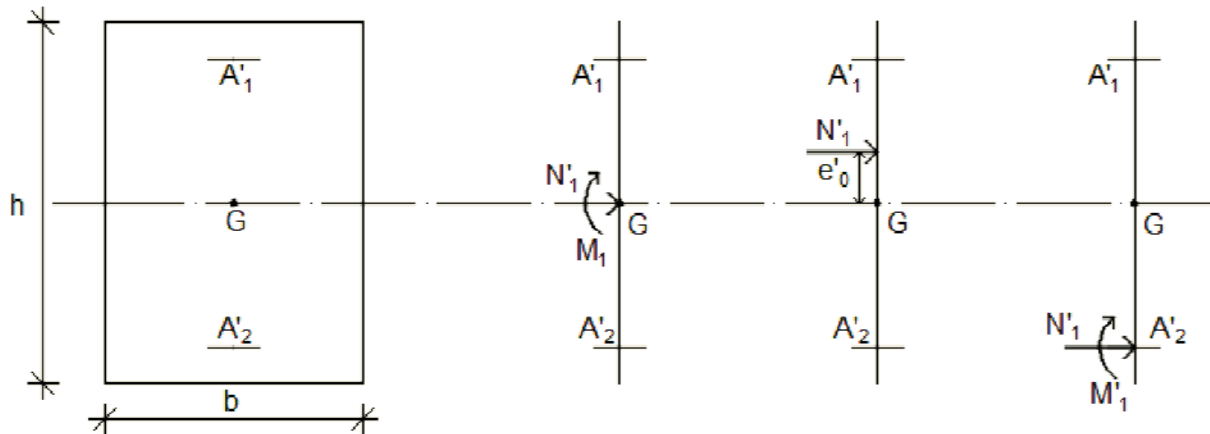


Fig.VII.17: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 147,64 + 3295,59 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 938,582 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 = 1021870 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1021,870 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3295,59 \times (0,54 - 0,06) - 938,582$$

$$(2) = 643,30 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1021,870 KN.m > (2) = 643,30 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{938582}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,290$$

$$\mu = 0,290 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,440$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,824$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{938582}{400 \times 0,824 \times 54} = 52,73 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 52,73 - \frac{3295590}{100 \times 400} = -29,66 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 3295,59 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 25,09 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2509}{3295,59} = 0,76 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré:

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,76}{60} =] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

$$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{14,15}{14,15 + 3,81} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,79 \times 2]$$

$$e_2 = 1,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3295,59 \times (0,0076 + 0,02 + 0,0146)$$

$$M'_1 = 139,07 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 3295,59 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{13907}{3295,59} = 4,22 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

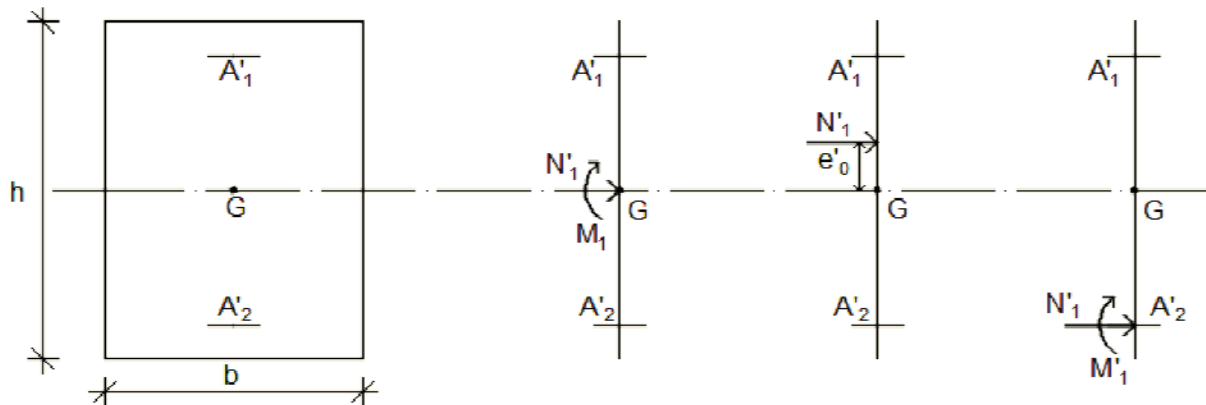


Fig.VII.18: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 139,07 + 3295,59 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 930,01 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3295,59 \times (0,54 - 0,06) - 930,01$$

$$(2) = 651,87 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 1021,87 \text{ KN.m} > (2) = 651,87 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partialement comprimée(S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{930010}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,288$$

$$\mu = 0,288 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,436$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,826$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{930010}{400 \times 0,826 \times 54} = 52,13 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 52,13 - \frac{3295590}{100 \times 400} = -30,26 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = -2465,52 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{max}} = 161,21 \text{ KN.m}$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16121}{2465,52} = 6,54 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

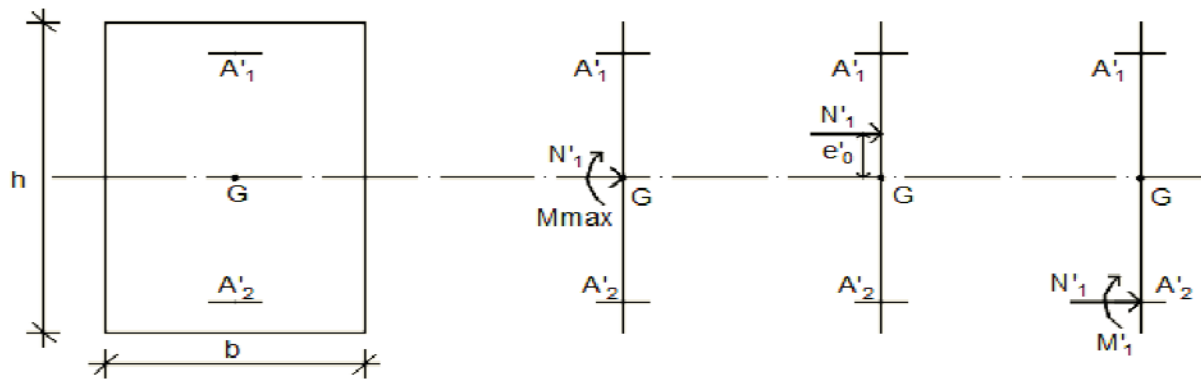


Fig.VII.19: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 2465,52 \times (0,0654 + 0,54 - \frac{0,60}{2})$$

$$M_1 = 752,97 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 = 102187 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2465,52 \times (0,54 - 0,06) - 752,97$$

$$(2) = 430,48 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 430,48 KN.m → La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{752970}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,233$$

$$\mu = 0,233 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,337$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,865$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{752970}{400 \times 0,865 \times 54} = 40,30 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 40,30 - \frac{2465520}{100 \times 400} = -21,34 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 4:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = -951,09 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 135,13 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13513}{951,09} = 14,21 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

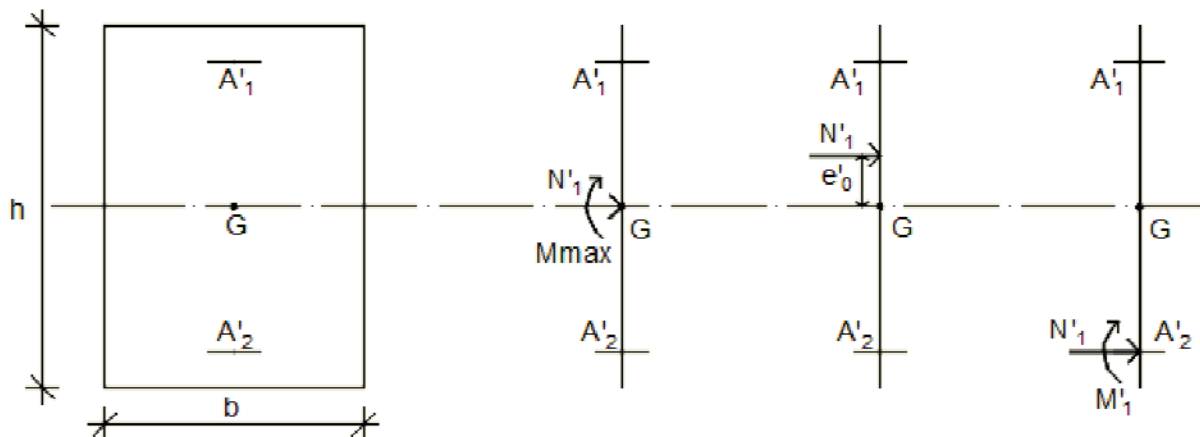


Fig.VII.20: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 951,09 \times \left(0,1421 + 0,54 - \frac{0,60}{2} \right)$$

$$M_1 = 363,41 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 951,09 \times (0,54 - 0,06) - 363,41$$

$$(2) = 93,113 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 93,113 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{363410}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,112$$

$$\mu = 0,112 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,149$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{363410}{400 \times 0,940 \times 54} = 17,90 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 17,90 - \frac{951090}{100 \times 400} = -5,89 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 5:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 1880,11 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 96,43 \text{ KN.m}$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9643}{1880,11} = 5,13 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15 ; 20 \times \frac{5,13}{60} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1,15}{1,15 + 0,31} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,79 \times 2]$$

$$e_2 = 1,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1880,11 \times (0,0513 + 0,02 + 0,0146)$$

$$M'_1 = 161,501 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1880,11 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{1615071}{1880,11} = 8,59 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

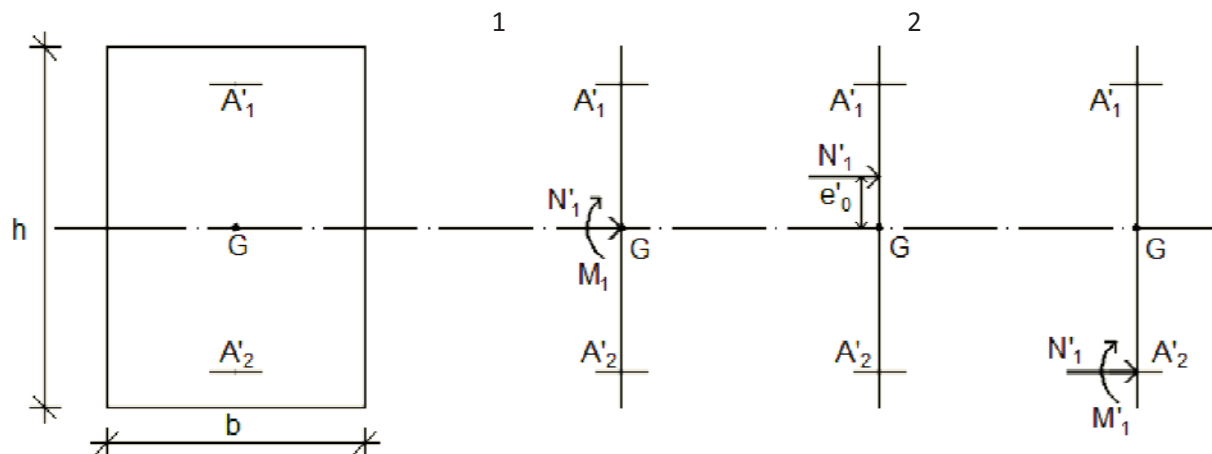


Fig.VII.21: Position de N'_1 M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 161,501 + 1880,11 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 612,73 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1880,11 \times (0,54 - 0,06) - 612,73$$

$$(2) = 289,723 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion** :

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 289,723 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{612730}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,190$$

$$\mu = 0,190 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,266$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,894$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{612730}{400 \times 0,894 \times 54} = 31,73 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 31,73 - \frac{1880110}{100 \times 400} = -15,27 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 6** :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1880,11 \text{ KN}$
- $M_{YY}^{\text{cor}} = 27,14 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2714}{1880,11} = 0.014 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

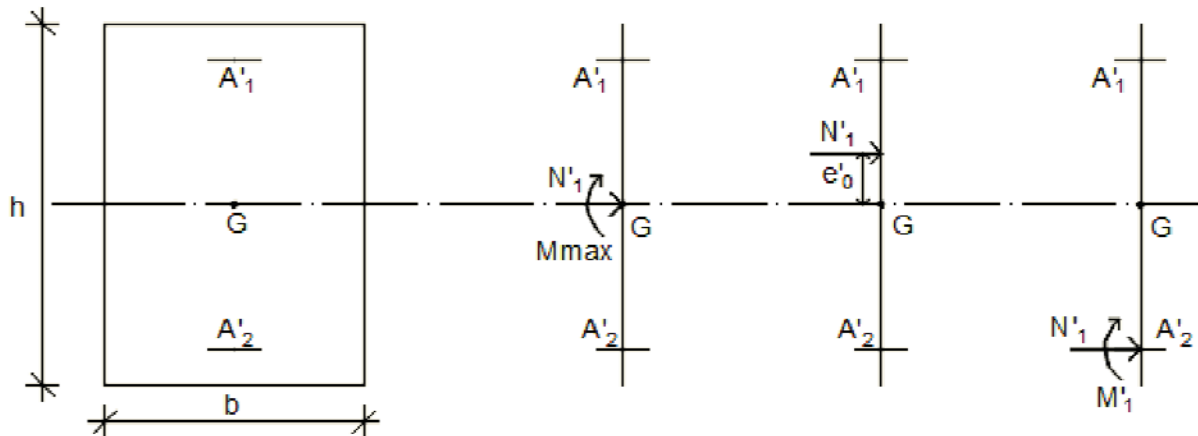


Fig.VII.22: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 1880,11 \times (0,0014 + 0,54 - \frac{0,60}{2})$$

$$M_1 = 453,86 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1880,11 \times (0,54 - 0,06) - 453,86$$

$$(2) = 448,59 \text{ KN.m}$$

- Conclusion :

$(1) = 1021,87 \text{ KN.m} > (2) = 448,59 \text{ KN.m} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues M_1

- Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{453860}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,140$$

$$\mu = 0,140 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,189$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{453860}{400 \times 0,924 \times 54} = 22,74 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 22,74 - \frac{1880110}{100 \times 400} = -24,26 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{ELU}} ; A_{\text{ACC}}) = 0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\text{min}} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \times 60 \times 60}{100}; \frac{8 \times (60 + 60)}{100}\right)$$

$$A_{\text{min}} = \max(7,2 ; 9,6)$$

$$A_{\text{min}} = 9,6 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{\text{CAL}} ; A_{\text{minRPA}} ; A_{\text{minBAEL}}) = 28,8 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T14 + 8T20 \longrightarrow A = 31,29 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1803}{1902,87} = 0,95 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée et il

nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$b = 60 \text{ cm} ; h = 60 ; c = 6 ; d = 54 \text{ cm}$ et $A'_1 = A'_2 = 31,29 \text{ cm}^2$

$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 60 \times 60 + 15(31,29 \times 2) = 4538,7 \text{ cm}^2$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{4538,7} \times \left[\frac{60 \times 60^2}{2} + 15 \times (31,29 \times 6 + 31,29 \times 54) \right] = 30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{XX'} = \frac{60}{3} \times (30^3 + 30^3) + 15 \times [31,29 \times (30 - 6)^2 + 31,29 \times (54 - 30)^2]$$

$$I_{XX'} = 1620691,2 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 18,03 - 1902,87 \times \left(\frac{60}{2} - 30 \right) = 18,03 \text{ KN.m}$$

• **Verification exacte :**

$$e_g = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_g = \frac{M_G}{N_G} = \frac{1803}{1902,87} = 0,95 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{1620691,2}{4538,7 \times 30} = 11,90$$

$e_g = 0,95 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 11,90 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée (**S. E. C.**).

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1902870}{100 \times 4538,7} = 4,19 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{18030}{1620691,2} = 0,011$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4,19 + 0,011 \times 30 = 4,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 4,52 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

a. Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats **Etabs** : $T_u^{\max} = 98,46 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{98460}{60 \times 60 \times 100} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

b. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

c. Espacement des armatures transversales :

➤ **Suivant les règles BAEL 91:**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 21\text{cm}$$

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

d. Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76\text{cm} < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 60 \times 20 = 6,00 \text{ cm}^2$$

e. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h \Rightarrow L' = 2 \times 40 \Rightarrow L' = 80\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{408}{6}; 60; 60; 60\right) = 68 \text{ cm}$$

f. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau.VII.5:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Type	Section [cm ²]	A _{CAL} [cm ²]	A _{minRPA} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	Choix	A _{Adopté} [cm ²]	Recouvrement [cm]
1	(60 × 60)	0	28,8	9,6	4T14 + 8T20	31,29	80
2	(55 × 55)	21,1	24,2	8,8	8T14 + 4T20	24,89	80
3	(50 × 50)	3,39	20	8	8T14 + 4T16	20,36	64
4	(45 × 45)	6,45	16,2	7,2	12T14	18,47	56
5	(40 × 40)	7,27	12,80		6T12 + 2T14	9.87	56

Chapitre VIII : Etude des voiles

VIII.1. Introduction :

Les voiles sont des murs en béton armé dont la longueur est supérieure à l'épaisseur. Leur rôle est d'assurer la stabilité et la rigidité des constructions non auto stable vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

Ils travaillent à la flexion simple ou composée due à la poussée des terres comme ils peuvent résister aux efforts séismiques et aux efforts normaux de compression.

Dans notre projet, on étudie deux types des voiles :

- Voiles contreventement et
- Voiles périphériques.

VIII.2. Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA99/version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C-2.4.1 « CBA93 ») si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ❖ Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillements suivants :

- Des aciers verticaux et
- Des horizontaux [RPA99/ Version 2003]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $G \pm Q \pm E$ } \Rightarrow [RPA99/ Version 2003]
- $0.8 G \pm E$

VIII.3 les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig VIII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant [RPA99/7.7.4]

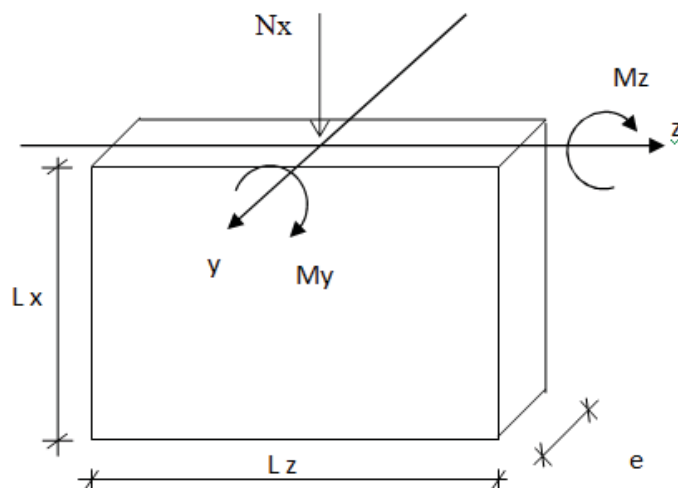
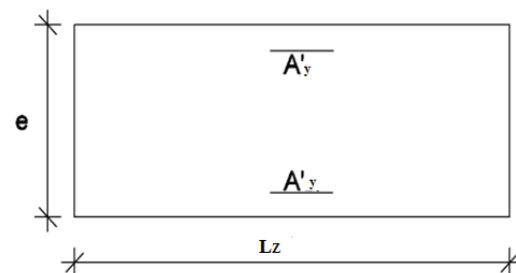


Fig VIII.1: les sollicitations de calcul d'un voile

Sens z-z :

$N_X, M_Y \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile

**Sens y-y :**

$N_X, M_Z \Rightarrow$ section des armatures verticales à parallèle au parement du voile

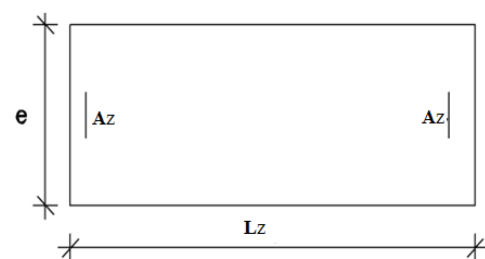


Fig VIII.2 : les sections de calcul.

❖ **Condition du règlement parasismique algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

- Les armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile $\Rightarrow AV \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèles aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2A_v$$

$$A'_v = \max(A_1 ; A_2)$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Espacement des barres verticales S :
 $S = \min (1.5 e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow$ zone courante.

A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$

De la largeur du voile (fig VIII). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

Le diamètre des barres verticales du voile : $\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e$

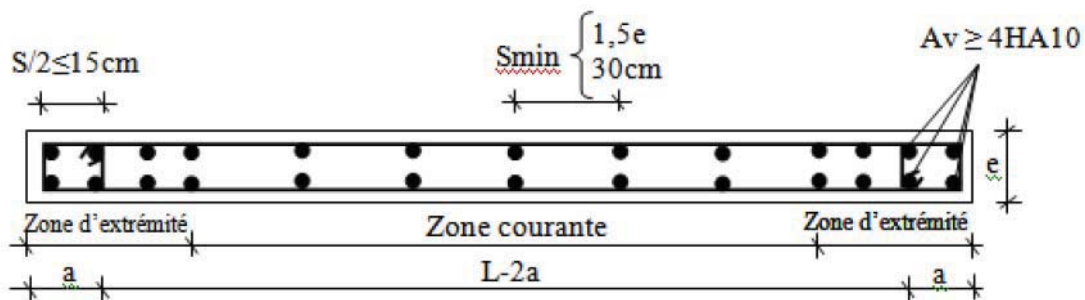


Fig VIII.3 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII.3.1. les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition calculées à l'effort tranchant tel que :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } k = 1$$

- ❖ Disposition des armatures : [RPA99/ version 2003/7.7.4.2]
 - ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
 - ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
 - ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- ✓ Les deux nappes, les barres horizontales doivent être égales à :
 - 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
 - 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

➤ **Exemple de calcul :**

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « Etabs » les sollicitations maximales sont :

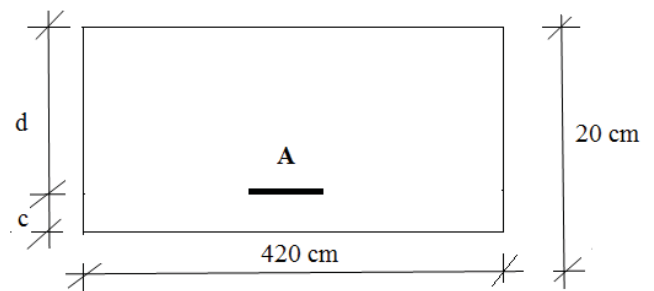
Tableau VIII.1 : les sollicitations maximales.

N_x [KN]	M_y [KN.m]	M_z [KN.m]	T [KN]
-7608.12	-206.80	-4.98	302.86

❖ **1^{er} cas (situation durable et transitoire) :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N'^{\max} = 7608.12$ KN
- $M_{zz}^{\text{corr}} = -4.38$ KN.m
- $M_{yy}^{\text{corr}} = -206.80$ KN.m



➤ **Calculé suivant l'axe yy :**

$$b = 420 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Fig VIII.4 : section de calcul

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{4,381}{7608,12} = 0.00058 \text{ m} = 0.058 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

❖ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0.058}{60} =] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$ la section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

❖ **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \text{ avec : } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3.264}{3.264 + 0.204} = 0.94$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 20} \times [2 + 0,94 \times 2]$$

$$e_2 = 4.75 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 7608,12 \times (0,00058 + 0,02 + 0,0475) \\ M'_1 = 517.960 \text{ KN.m} \\ N'_1 = 7608.12 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'} = \frac{517.960}{7608.12} = 0.068 \text{ m} = 6.80 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

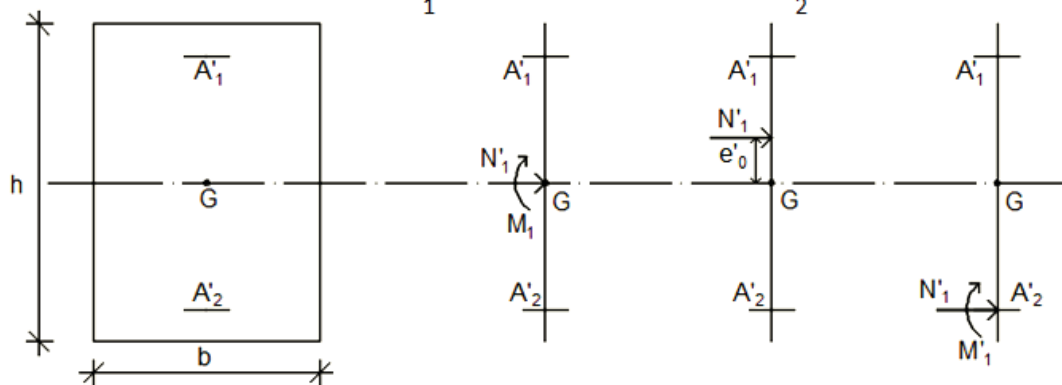


Fig VIII.5 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 517,960 + 7608.12 \times \left(0,18 - \frac{0,20}{2}\right)$$

$$M_1 = 1123.61 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 14,2 \times 420 \times 20 = 610713.6 \text{ N.m}$$

$$(1) = 610.714 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 7608.12 \times (0.18 - 0.02) - 1123.61$$

$$(2) = 93.69 \text{ KN.m}$$

1) = 610.714 KN.m > (2) = 93.69 KN.m \Rightarrow La section est partialement comprimée (S.P.C).

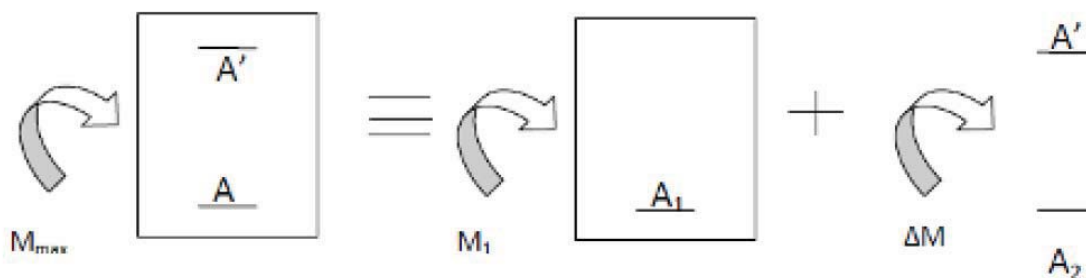
Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment M_1 par rapport à l'armature tendue A_1

• **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1123610}{14.2 \times 420 \times (18)^2} = 0.581$$

$$\mu = 0.581 > \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A'_1 \text{ existe } 1000\varepsilon_s = 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



$$M_{11} = \mu_L \times \sigma_s \times b \times d^2 = 0.392 \times 14.2 \times 420 \times 18^2 = 757475.712 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow M_{11} = 757.476 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = M_1 - M_{11} = 1123.61 - 757.476 = 366.134 \text{ KN.m}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{\sigma'_s \times (d - d')} = \frac{366134}{348(18 - 2)} = 65.76 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.669$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.732$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{757476}{348 \times 0.732 \times 18} = 165.11 \text{ cm}^2$$

$$\bar{A} = A_1 + A_2 = 230.87 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = \bar{A} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 230.87 - \frac{7608120}{100 \times 348} = 12.25 \text{ cm}^2$$

- Armature minimale (suivant RPA99/Version 2003) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(420 - 2 \times 15) \times 20] \times 0.10\% = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2A_v = (420 \times 20 \times 0.15\%) - 2 \times 12.25 = -16.1 \text{ cm}^2$$

$$A'_v = \max(A_1; A_2) = 7.8 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$\mathbf{12 \text{ T12}} \longrightarrow \mathbf{A = 13.57 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

- E L S :

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,901}{5026,82} = 0.00058 \text{ m} = 0.058 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{M_{GB}}{N} = \frac{h}{6} = \frac{420}{6} = 70 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il nous faut vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} =$$

$$b = 420 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 420 \times 20 + 15(13,57 \times 2) = 8807.10 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{8807.10} \times \left[\frac{420 \times 20^2}{2} + 15 \times (13.57 \times 20) \right] = 10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{XX'} = \frac{420}{3} \times (10^3 + 10^3) + 15 \times [13.57 \times (10 - 2)^2 + 13.57 \times (18 - 10)^2]$$

$$I_{XX'} = 306054.4 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 2,901 - 5026,82 \times \left(\frac{20}{2} - 10 \right) = 2,901 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{5026820}{100 \times 8807.10} = 5,71 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{2901}{306054.4} = 0,080$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 5.71 + 0,080 \times 10 = 4.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 4.57 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

➤ **Calculé suivant l'axe zz :**

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 420 \text{ cm} ; e = 10 \text{ cm} ; d = 410 \text{ cm}$$

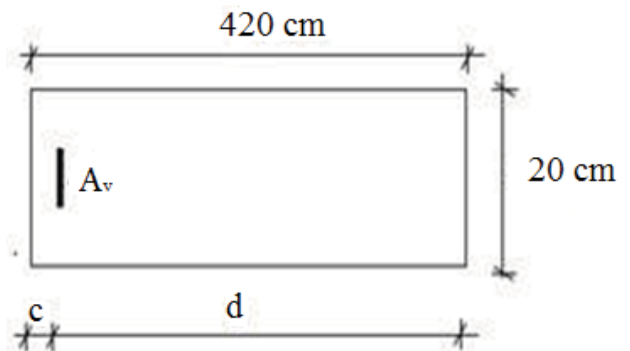


Fig VIII.6: section de calcul

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{206.80}{7608,12} = 0.0272 \text{ m} = 2.72 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{420}{2} = 210 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

❖ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0.0272}{60} =] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$ la section donnée peut être calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

❖ **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec : } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{126,215}{126,215 + 14,362} = 0.898$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 100} \times [2 + 0,898 \times 2]$$

$$e_2 = 0.93 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 7608,12 \times (0,0272 + 0,02 + 0,0093) \\ M'_1 = 429.859 \text{ KN.m} \\ N'_1 = 7608.12 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' :**

$$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{429.859}{7608.12} = 0.057 \text{ m} = 5.70 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{420}{2} = 210 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 429.859 + 7608.12 \times \left(4.10 - \frac{4.20}{2}\right)$$

$$M_1 = 16879.76 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 420 - 0,81 \times 10) \times 14,2 \times 20 \times 420 = 15916723.2 \text{ N.m}$$

$$(1) = 15916.723 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 7608.12 \times (4.10 - 0.1) - 15916.723$$

$$(2) = 14485.76 \text{ KN.m}$$

(1) = 15916.723 KN.m > (2) = 14485.76 KN.m \Rightarrow La section est partialement comprimée (S.P.C).

• **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16879760}{14,2 \times 20 \times (410)^2} = 0.354$$

$$\mu = 0,354 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,575$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,77$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16879760}{348 \times 0,77 \times 410} = 153,64 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 153,64 - \frac{7608120}{100 \times 348} = -64,98 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}$$

- Armature minimale :

A chacune des extrémités du voile $\Rightarrow A \geq 4HA10$

- Choix :

$$4T12 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$$

- E L S :

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{141,062}{5026,82} = 0,0281 \text{ m} = 2,81 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{M_{GB}}{N} = \frac{h}{6} = \frac{420}{6} = 70 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il nous faut vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} =$$

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 420 \text{ cm} ; c = 10 \text{ cm} ; d = 410 \text{ cm}$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 20 \times 420 + 15(4,52 \times 2) = 8535,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{8535,6} \times \left[\frac{20 \times 420^2}{2} + 15 \times (4,52 \times 420) \right] = 210 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 420 - 210 = 210 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{XX'} = \frac{20}{3} \times (210^3 + 210^3) + 15 \times [4,52 \times (210 - 10)^2 + 4,52 \times (420 - 210)^2]$$

$$I_{XX'} = 161493200 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 141.062 - 5026,82 \times \left(\frac{420}{2} - 210 \right) = 141.062 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{5026820}{100 \times 8535.6} = 5.89 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{141062}{161493200} = 0.0009$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 5.89 + 0.0009 \times 210 = 6.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 6.08 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante

➤ Armature minimale (suivant RPA99/Version 2003) :

$$A_{min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 420 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 12.6 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$\text{Sens y-y : } \mathbf{12 \text{ T12}} \longrightarrow \mathbf{A = 13.57 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Sens z-z : } \mathbf{4 \text{ T12}} \longrightarrow \mathbf{A = 4.52 \text{ cm}^2}$$

➤ L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99/ Version 2003 :

$$S \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = (1.5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$.

Donc : on adoptera un espacement $S = 20 \text{ cm}$.

$$S' = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm.}$$

✓ Calcul des armatures transversales :

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} ; T = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 338.10 \times 10^3}{20 \times 410 \times 100} = 0.58 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire.

❖ Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

Donc : on adoptera un espacement $S = 20 \text{ cm}$.

❖ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s} \geq \frac{\tau_u - (0.3 f_{t28} \times k)}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow \text{(Pas de reprise de bétonnage)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s} \geq \frac{\tau_u - (0.3 f_{t28} \times k)}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$A_t \geq \frac{0.58}{0.9 \times \frac{400}{1.15}} \times 20 \times 20 = 0.74 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales minimale:

$$\frac{A_{t \min}}{b_0 \times s} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$A_{t \min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.58}{2} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t \text{ cal}}; A_{t \min}) = 0.74 \text{ cm}^2$$

❖ Choix :

$$2\emptyset 8 \rightarrow A = 1.01 \text{ cm}^2$$

VII.4. Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

❖ **Détermination des sollicitations :**a) **calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2,72 \times 0,20 = 0,76 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0,76 = 1900 \text{ Kg.}$$

❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times P_{pr} = 2565 \text{ daN}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{pr} = 1900 \text{ daN}$$

b) **Calcul de la poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

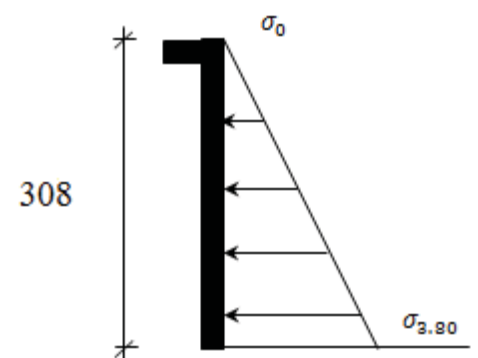


Fig VII.7 : contrainte du voile

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur / sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 3.08 = 12,93 \text{ KN/m}^2$$

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q .

$$q = \frac{12,93 + 0}{2} = 6,47 \text{ KN/m}^2$$

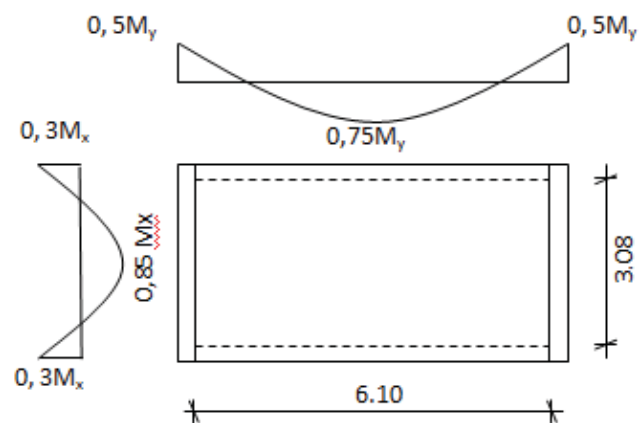


Fig VIII.8: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

➤ **Combinaisons fondamentales :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35 \times 6,47 = 8,74 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 8,74 \text{ KN/m}^2$$

❖ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{ser} = 6,47 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 6,47 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des sollicitations :❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \quad \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \quad \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

❖ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \quad \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \quad \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{308}{610} = 0,50 \Rightarrow \rho = 0,50 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens}$$

❖ Calcul des moments :

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

✓ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x^u = 0.0966 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0.0966 \times 8,74 \times 3.08^2 = 8,01 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0.2500 \times 8,01 = 2,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ Etat limite de service:

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x^{ser} = 0.1 \\ \mu_y^{ser} = 0.3671 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^{ser} = 0.1 \times 6,47 \times 3.08^2 = 6,14 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = 0.3671 \times 6,14 = 2,25 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M _a (KN.m)	2,40	1,84	1,02	1,13
M _t (KN.m)	6,81	5,22	1,53	1,69

❖ Calcul des ferrillages :▪ Enrobage :Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

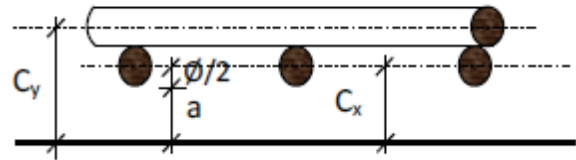
O n prend : $\phi = 1 \text{ cm}$ 

Fig VIII.9 : Enrobage

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 12,5 \text{ cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 11,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Le ferrillage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

• Sens X-X➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 6,81 \text{ KN.m}$$

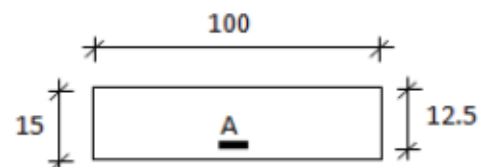


Fig VIII.10 : Section de calcul en travée (x-x)

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6810}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_L = 0,392 (\text{FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_S > 1000 \varepsilon_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0128}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,016 = 0,984$$

❖ Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6810}{348 \times 0,984 \times 12,5} = 1,59 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx}^u = \max (A_{tx}^u ; A_{\min}) = \max (1.59 ; 1.20)$$

$$A_{tx}^u = 1.59 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

❖ Choix des armatures:

$$4\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \quad e = 25\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{B} = \frac{15 \times 3,14}{100} = 0,50$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,50 \times 12,5 = 12,50$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,50 + \sqrt{0,50^2 + 12,50} = 3,07 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1) = \frac{100 \times 3,07^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (12,5 - 3,07) = 1408,63 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{5220}{1408,63} = 3,71$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,71 \times 3,07 = 11,39 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 11,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \text{ k} \times (d - y_1) = 15 \times 3,71 \times (12,5 - 3,07) = 524,78 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{il faut recalculer les armatures à l'ELS avec :}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{5220}{201.63 \times 100 \times 12.5^2} = 0.0017$$

$$\mu_1 = 0.0017 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.930 \\ k_1 = 56.43 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{56.43} = 3.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{5220}{201.63 \times 0.930 \times 12.5} = 2.23 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

• Sens Y-Y :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 1,53 \text{ KN.m}$$

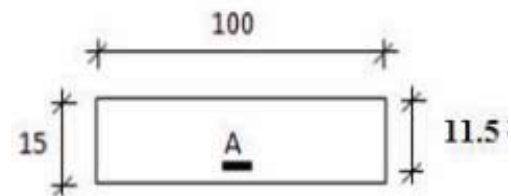


Fig VIII. 11: Section de calcul en travée (y-y)

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1530}{100 \times 11.5^2 \times 14.2} = 0.0082$$

$$\mu = 0.0082 < \mu_L = 0,392 \text{ (FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,082}) = 0,010$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,010 = 0,996$$

❖ **Détermination des armatures:**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1530}{348 \times 0,996 \times 11,5} = 0,38 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty}^u = \max(A_{ty}^u ; A_{\min}) = \max(0,38 ; 1,20)$$

$$A_{ty}^x = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

❖ **Choix des armatures:**

$$5T10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \quad e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{tx}^{ser} = 1,53 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 11,5 = 13,75$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 13,75} = 3,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1) = \frac{100 \times 3,16^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (11,5 - 3,16) = 1176,92 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{1530}{1176,92} = 1,30$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,30 \times 3,30 = 4,11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 4,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \text{ k} \times (d - y_1) = 15 \times 1,30 \times (11,5 - 3,16) = 162,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right. \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations.

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations (charges) et leur diffusion dans le sol.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

- **Fondation superficielles** : sont de trois types :
 - Semelles isolées : placée sous un poteau,
 - Semelles filantes : placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés et
 - Radier général
- **Fondation profondes** :
 - Semelles sur puits et
 - Semelles sur pieux.

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.

IX.2. Etude du radier :

IX.2.1. Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol. Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

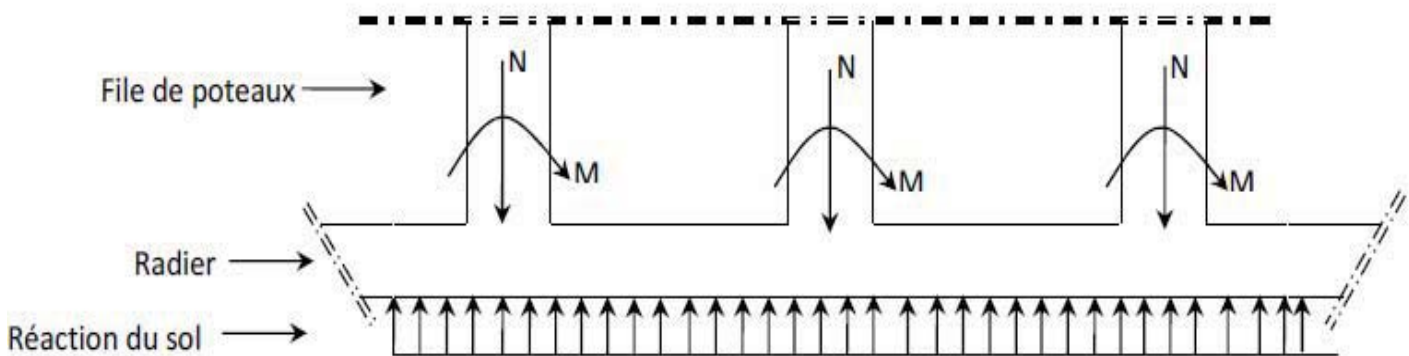


Fig IX.1 : Schéma statique du radier général.

Remarque :

Le radier général sera calculé à la flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes :

- ✓ Situation durable et transitoire :
ELU $\rightarrow 1.35G + 1.5 Q$
 - ✓ Situation accidentelle :
ACC $\rightarrow G + Q \pm E$
 - ACC $\rightarrow 0.8 G \pm E$
 - ✓ L'état limite de service :
ELS $\rightarrow G + Q$
- } (RPA99/Version 2003/10.1.4.1)

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

IX.2.2. pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique, le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

❖ **Hauteur du radier**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire aux quatre conditions suivantes :

1. Condition forfaitaire ;
2. Condition de rigidité ;
3. Condition de non cisaillement ;
4. Condition de non poinçonnement

1) Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L = 6.10 \text{ m} \Rightarrow 0.763 \text{ m} \leq h \leq 1.22 \text{ m}$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; $k = 40 \text{ MN/m}^3$

E : module d'Young du béton ($E = 3.10^4 \text{ MPa}$)

I : inertie du radier.

b : largeur du radier

pour notre cas $L = 6.10 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6.10}{\pi}\right)^4} = 0.97 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow h \geq 0.97 \text{ m}$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2.2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ MPa} \Rightarrow (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max (T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.40}{6.10} = 0.88 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} T_u = \max (T_x^u; T_y^u)$$

La surface du radier est de :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} \times S_{\text{debord}} = (25.05+1) \times (20.15 + 1) = 550.96 \text{ m}^2$$

Le point de superstructure :

$$G = 21064.36 \text{ KN}$$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5 Q = 1.35 \times \left(\frac{21064.36}{550.96} \right) + 1.5 \times 5 = 59.11 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x^u = \frac{59.11 \times 5.40}{2} \times \frac{6.10^4}{6.10^4 + 5.40^4} = 98.88 \text{ KN/m}_1$$

$$T_y^u = \frac{59.11 \times 6.10}{2} \times \frac{5.40^4}{5.40^4 + 6.10^4} = 68.59 \text{ KN/m}_1$$

$$T_u = \max (T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_u = 98.88 \text{ KN/m}_1$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow h = 4.39 \text{ cm}$$

4) Condition de non poinçonnement :

Il faut que :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier et

h : épaisseurs du radier et

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l' ELU.R .

Pour notre structure

$N_u^{\max} = 5062.25 \text{ KN}$ (appliquée par un poteau de section carré $(60 \times 60) \text{ cm}^2$).

$$U_c = 2.(a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_c = 2.(a + b + 2.h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0.045 \times 2.(a + b + 2.h) \times h \times f_{c28}$$

$$N_u \times 10^3 \leq 0.045 \times 2.(60 + 60 + 2.h) \times h \times 25 \times 10^2$$

$$270 h + 4.5 h^2 - 50622.5 \geq h$$

On aura $h \geq 0.80 \text{ m}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend $h = 1.22 \text{ m}$.

- La hauteur des nervures h_n :
 $h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{610}{10} = 61 \text{ cm}$
 On prendra $h_n = 70 \text{ cm}$.

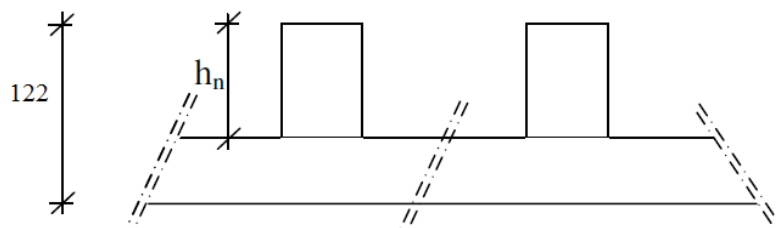


Fig IX.2 : Dimension du radier

- Epaisseur de la dalle :
 $e \geq \frac{L}{20} = \frac{610}{20} = 30.5 \text{ cm}$
 On prendra $e = 40 \text{ cm}$.

• **Pér-dimensionnement des poutres :**
 On distingue deux types des poutres apparentes :

- Poutres principales et
- Poutres secondaires

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

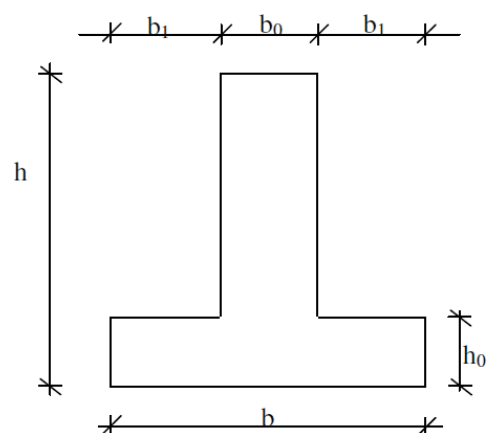


Fig IX.3 : Dimension du poutre

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$L_x = 540 \text{ cm} ; L_y = 610 \text{ cm}$$

Tableau IX.1 : dimension des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	122	122
h₀ (cm)	40	40
b₀ (cm)	40	40
b₁ (cm)	60	60
b (cm)	160	160

IX.2.3 Détermination des sollicitations:

1. Caractéristiques du radier :

$$h = 122 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 70 \text{ cm} ; S = 550.96 \text{ m}^2$$

Inerties du radier :

$$I_{xx} = 32195.52 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 29521.87 \text{ m}^4$$

Abscisse du centre de gravité du radier :

$$V_x = 13.03 \text{ m}, V_y = 10.58 \text{ m}$$

2. Calcul du poids radier P_r:

Poids du radier sans poutres :

$$P_1 = S \times e \times \bar{\gamma}_b = 550.96 \times 0.40 \times 25 = 5509.6 \text{ KN.}$$

Avec :

E : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

- Poids des poutres principales :

$$P_p = L(h-h_0) \cdot b_0 \cdot \bar{\gamma}_b = 117.9 (1.22 - 0.40) \times 0.40 \times 25 = 966.78 \text{ KN}$$

L : la somme des longueurs de toutes les poutres principales et

- Poids des Poutres secondaires :

$$P_s = L'(h-h_0) \cdot b_0 \cdot \bar{\gamma}_b = 122.75 (1.22 - 0.40) \times 0.40 \times 25 = 1006.55 \text{ KN}$$

L' : la somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$\text{Donc : } P_r = P_1 + P_p + P_s = 7482.93 \text{ KN.}$$

3. Surcharge d'exploitation Q_r :

$$Q_r = 5 \times S = 5 \times 550.96 = 2754.8 \text{ KN.}$$

4. Combinaisons d'actions :✓ **Situations durable et transitoire état limite ultime (ELU)**

$$(1.35 G + 1.5 Q) + (1.35 P_r + 1.5 Q_r)$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Etabs sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 21064.36 \text{ KN.}$$

$$N_u^2 = 1.35 \times 7482.93 + 1.5 \times 2754.8 = 14234.16 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 35298.52 \text{ KN}$$

$$M_x = 19650.921 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 542.136 \text{ KN.m}$$

Avec :

Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée (sont données par le logiciel Etabs)

✓ Situation accidentelle $[(G+Q \pm E) + (P_r + Q_r)]$ et $[(0.8 G \pm E) + 0.8 P_r]$

$$N_a = 19860.57 \text{ KN}$$

$$M_x = 24086.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 17625.65 \text{ KN.m}$$

✓ Etat limite de service (ELS) $(G+Q) + (P_r + Q_r)$

$$N_s = 19860.57 \text{ KN}$$

$$M_x = 26016.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 18375.86 \text{ KN.m}$$

5. Vérification des contraintes sous le radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

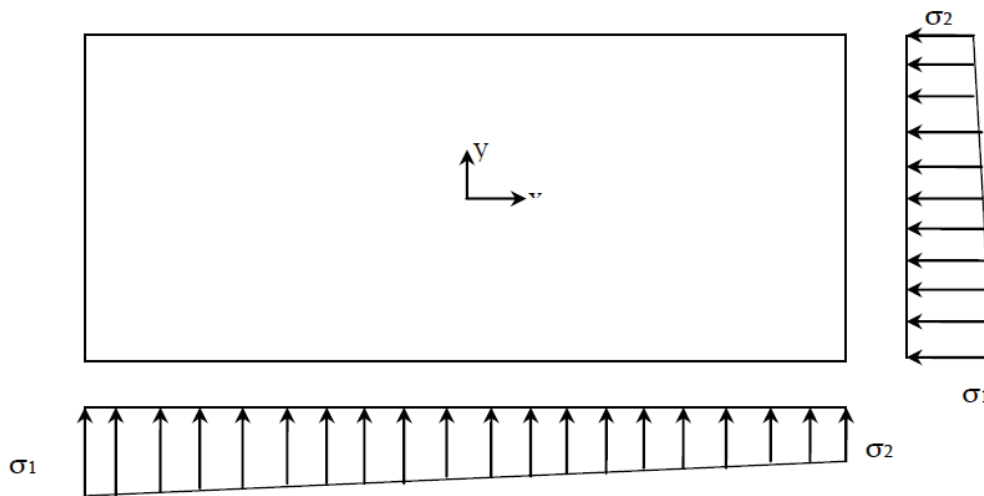


Fig IX.4 : schéma des contraintes du sol.

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

Suivant l'article de RPA99/Version 2003 :

$$\sigma_{adm} = \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} \Rightarrow (\text{ELU et ELS})$$

$$\sigma_{adm} = 1,5 \times \sigma_{sol} = 3,75 \text{ bars} \Rightarrow (\text{S AC})$$

❖ **Exemple de calcul :**

Etat limite ultime sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{35298.52}{550.96} \pm \frac{19650.921}{32195.52} \times 13.03 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.72 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.5 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.56 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.5 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.68 \text{ bars.}$$

Etat limite de service sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{19860.57}{550.96} \pm \frac{26016.74}{32195.52} \times 13.03 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.47 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.5 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.26 \text{ bars} < \sigma_{adm} = 2.5 \text{ bars} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.42 \text{ bars.}$$

IX.3. Ferrailage de radier :

IX.3.1. Ferrailage de la dalle :

- le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1 m

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ m}$$

le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5.00 \text{ m}$$

$$L_y = 5.70 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 \Rightarrow \text{suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow \text{suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ **Etat limite ultime:(ELU) :**

$$\bar{q}_u = \sigma_m \times 1 \text{ m} = 68 \times 1 = 68 \text{ KN/m}_1$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{570} = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0476 \\ \mu_y^u = 0.7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0476 \times 68 \times 5^2 = 80.92 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7438 \times 80.92 = 60.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée :
 - $M_{tx}^u = 0.75 M_x^u = 0.75 \times 80.92 = 60.69 \text{ KN.m}$
 - $M_{ty}^u = 0.75 M_y^u = 0.75 \times 60.19 = 45.14 \text{ KN.m}$
- Moment en appuis :
 - $M_{ax}^u = -0.50 M_x^u = -0.5 \times 80.92 = -40.46 \text{ KN.m}$
 - $M_{ay}^u = -0.50 M_y^u = -0.5 \times 60.19 = -30.09 \text{ KN.m}$
- Etat limite service (E.L.S) :

$$\bar{q}_{ser} = \sigma_m \times 1 \text{ m} = 42 \times 1 = 42 \text{ KN/m}_1$$

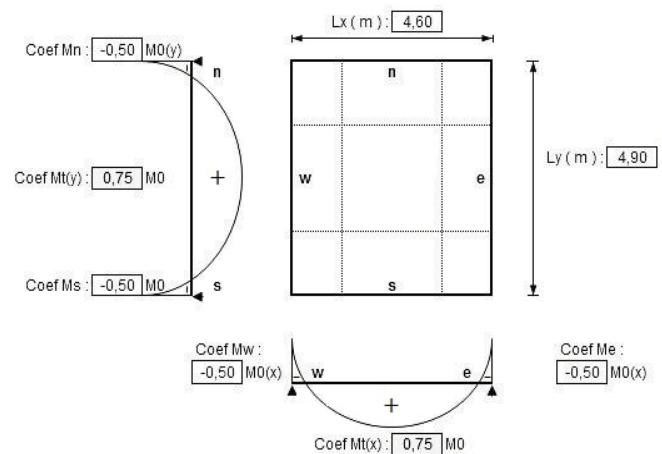


Fig IX.5 : schéma du panneau de la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{570} = 0.88$$

$$\begin{cases} \mu_x^{\text{ser}} = 0.0546 \\ \mu_y^{\text{ser}} = 0.8216 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \overline{q_{\text{ser}}} \times L_x^2 = 0.0546 \times 42 \times 5^2 = 57.33 \text{ KN.m} \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} = 0.8216 \times 57.33 = 47.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée :

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 0.75 M_x^{\text{ser}} = 0.75 \times 57.33 = 42.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ty}}^{\text{ser}} = 0.75 M_y^{\text{ser}} = 0.75 \times 47.10 = 35.33 \text{ KN.m}$$

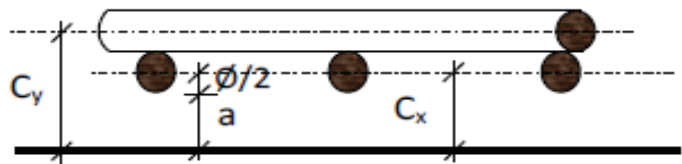
- Moment en appuis :

$$M_{\text{ax}}^{\text{ser}} = -0.50 M_x^{\text{ser}} = -0.5 \times 57.33 = -28.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ay}}^{\text{ser}} = -0.50 M_y^{\text{ser}} = -0.5 \times 47.10 = -23.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

- **Enrobage :**



FigIX.6 : Enrobage

Béton enterré ⇒ on prend : $a = 3 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 30 + \frac{12}{2} = 36 \text{ mm} \\ C_y = 30 + 12 + \frac{12}{2} = 48 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \phi_{\text{max}} \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi = 12 \text{ mm}$

- **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3.6 = 36.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 4.8 = 35.2 \text{ cm}$$

➤ **Section de calcul :**

Sens x-x :

a) sens xx

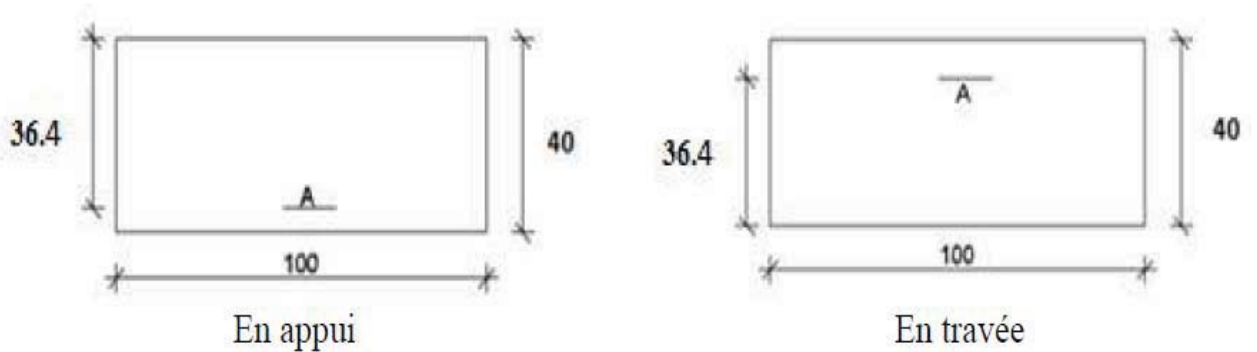


Fig IX.7: Section de calcul dans le sens X-X

b) Sens yy :

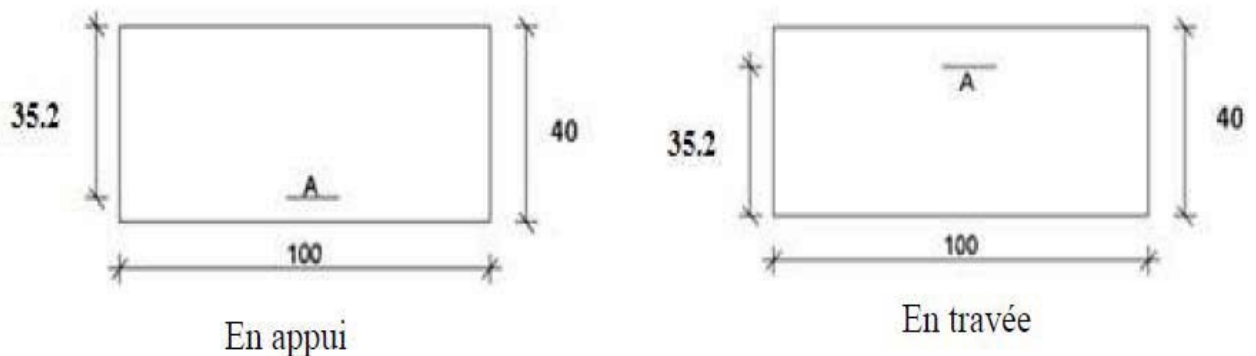


Fig IX.8: Section de calcul dans le sens Y-Y

▪ **Sens x-x :**a. **En travée :**• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{tx}^u = 60.69 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{60690}{14.2 \times 100 \times 36.4^2} = 0.032$$

$$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures A_{tx}^u :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.984$$

$$A = \frac{60690}{348 \times 0.984 \times 36.4} = 4.87 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

- **Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 40$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(4.87 \text{ cm}^2/\text{m}_1; 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}_1)$$

$$A = 4.87 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}_1$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 57.33 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5.65}{100} = 0.85 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.85 \times 36.4 = 61.88 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.85 + \sqrt{61.88 + 0.85^2} = 7.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (7.06)^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (36.4 - 7.06)^2$$

$$I = 84685.68 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}^t}{I} = \frac{57330}{84685.68} = 0.68$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.68 \times 7.06 = 4.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_1) = 15 \times 0.68 \times (36.4 - 7.06) = 299.27 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{57330}{201.63 \times 100 \times 36.4^2} = 0.0022$$

$$\mu_1 = 0.0022 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.922 \\ k_1 = 49.10 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{49.10} = 4.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{57330}{201.63 \times 0.922 \times 36.4} = 8.47 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T12 \longrightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$e = 12.5 \text{ cm}$$

b. En appui :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 40.46 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{40460}{14.2 \times 100 \times 36.4^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures A_{tx}^u :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.028$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.989$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{40460}{348 \times 0.989 \times 36.4} = 3.23 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4 T14 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{ser} = 28.67 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.68 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 36.4 = 49.50 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.68 + \sqrt{49.50 + 0.68^2} = 6.39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (6.39)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (36.4 - 6.39)^2$$

$$I = 57734.91 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}^t}{I} = \frac{28670}{57734.91} = 0.50$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.68 \times 7.06 = 4.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_1) = 15 \times 0.68 \times (36.4 - 7.06) = 299.27 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l' ELS}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{28670}{201.63 \times 100 \times 36.4^2} = 0.0011$$

$$\mu_1 = 0.0011 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.943 \\ k_1 = 72.72 \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{72.72} = 2.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{28670}{201.63 \times 0.943 \times 36.4} = 4.14 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

▪ **Sens y-y :**

c. **En travée :**

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{tx}^u = 45.14 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{45140}{14.2 \times 100 \times 35.2^2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures A_{tx}^u :**

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d \times x} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.987$$

$$A = \frac{45140}{348 \times 0.987 \times 35.2} = 3.76 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

- **Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 40$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

- **Conclusion :**

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max (3.76 \text{ cm}^2/\text{m}_l ; 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}_l)$$

$$A = 3.76 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}_l$$

• **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 35.33 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.68 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 35.2 = 47.87 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.68 + \sqrt{47.87 + 0.68^2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (6.27)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (35.2 - 6.27)^2$$

$$I = 64961.26 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}^t}{I} = \frac{35330}{64961.26} = 0.54$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.54 \times 6.27 = 3.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_1) = 15 \times 0.54 \times (35.2 - 6.27) = 234.33 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{35330}{201.63 \times 100 \times 35.2^2} = 0.0014$$

$$\mu_1 = 0.0014 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.936 \\ k_1 = 63.12 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{63.12} = 3.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{35330}{201.63 \times 0.936 \times 35.2} = 5.32 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

d. En appui :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{tx}^u = 23.55 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23550}{14.2 \times 100 \times 35.2^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures A_{tx}^u :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.994$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23550}{348 \times 0.994 \times 35.2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$2 \text{ T12} \longrightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$e = 50 \text{ cm}$$

• **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 23.55 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.26}{100} = 0.34 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.34 \times 35.2 = 23.94 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.34 + \sqrt{23.94 + 0.34^2} = 4.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4.56)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (35.2 - 4.56)^2$$

$$I = 66811.91 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}^t}{I} = \frac{23550}{66811.91} = 0.35$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.35 \times 4.56 = 1.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.35 \times (35.2 - 4.56) = 161.07 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l' ELS}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{23550}{201.63 \times 100 \times 35.2^2} = 0.001$$

$$\mu_1 = 0.0010 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.945 \\ k_1 = 75.91 \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{75.91} = 2.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{23550}{201.63 \times 0.945 \times 35.2} = 3.51 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

e = 25 cm.

IX.3.2.Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 de chaque coté

• **Etat limite ultime (EIU) :**

$$\sigma_m = 68 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1 m de largeur

$$q_u = 68 \times 1 = 68 \text{ KN/m}_1$$

$$M_u = - q_u \times \frac{l^2}{2} = - 68 \times \frac{0.50^2}{2} = - 8.5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times dx^2} = \frac{8500}{14.2 \times 100 \times 35.2^2} = 0.005$$

$$\mu = 0.005 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

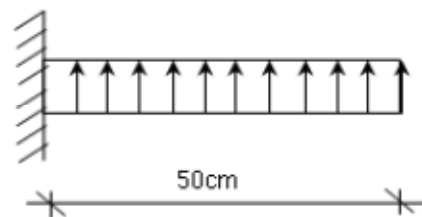


Fig IX.9 : Schéma statique du débordement

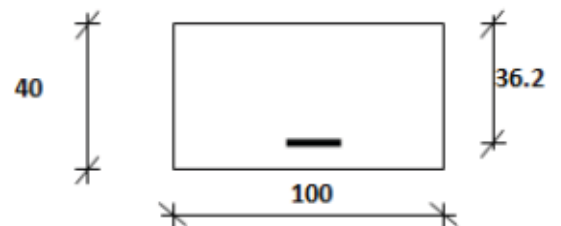


Fig IX.10 : Section de calcul.

$$\Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul des armatures A_{tx}^u**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad \text{tel que : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.998$$

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8500}{348 \times 0.998 \times 35.2} = 0.70 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité (CBA93/A4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 40$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 / m_l$$

▪ **Conclusion :**

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(0.70 \text{ cm}^2 / m_l ; 3.2 \text{ cm}^2 / m_l)$$

$$A = 3.32 \text{ cm}^2 / m_l$$

▪ **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$e = 33 \text{ cm}$$

• **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\sigma_m = 42 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 42 \times 1 = 42 \text{ KN/m}_l$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -42 \times \frac{0.50^2}{2} = -5.25 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.39}{100} = 0.51 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.51 \times 36.4 = 37.13 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 0.51 + \sqrt{37.13 + 0.51^2} = 5.60 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (5.60)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (36.4 - 5.60)^2$$

$$I = 54092.21 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}^t}{I} = \frac{5250}{54092.21} = 0.097$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.097 \times 5.60 = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \text{ k} \times (d - y_1) = 15 \times 0.097 \times (36.4 - 5.60) = 44.81 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU sont maintenues}$$

♦ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$q_u = 68 \text{ KN/m}_1 \quad T_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 63.22 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{6322}{100 \times 36.4 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IX.4. 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 subdivisent 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.

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes.

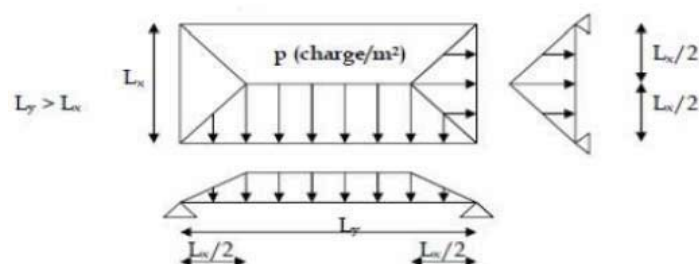


Fig XI.11 : La répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.

❖ Sans longitudinal « Y » poutres principales :

$$q = \frac{R_y}{L_y} \times 2 = \bar{q} \times \frac{L_x \times [2L_y - L_x]}{2 \times L_y}$$

Avec :

\bar{q} : Charges provenant du radier ;

q : charge équivalente ;

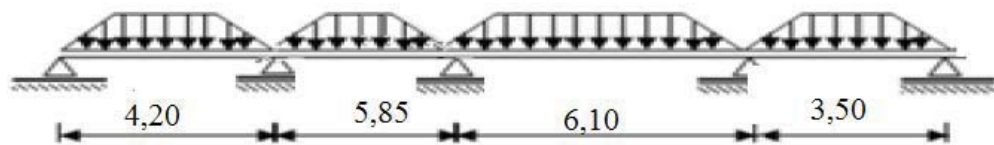


Fig IX.12 : Distribution des charges sur les poutres principales.

❖ Sans transversal « X » poutres secondaire :

$$q = \frac{R_y}{L_y} \times 2 = \bar{q} \times \frac{L_x}{2}$$

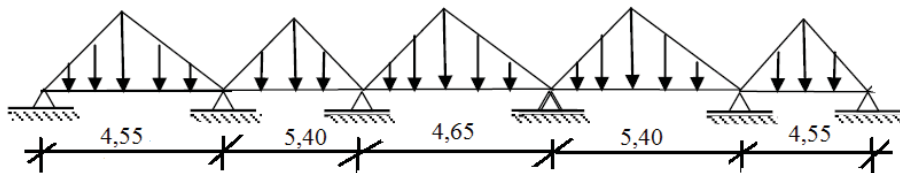


Fig IX.13 : Distribution des charges sur les poutres secondaire.

♦ Charges équivalentes

Tableau IX.2 : tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres.

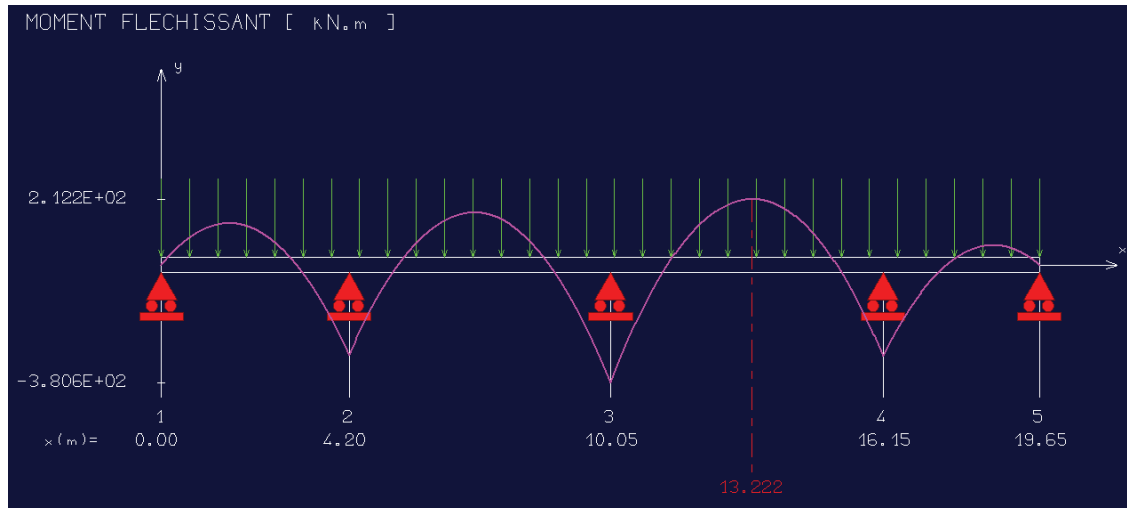
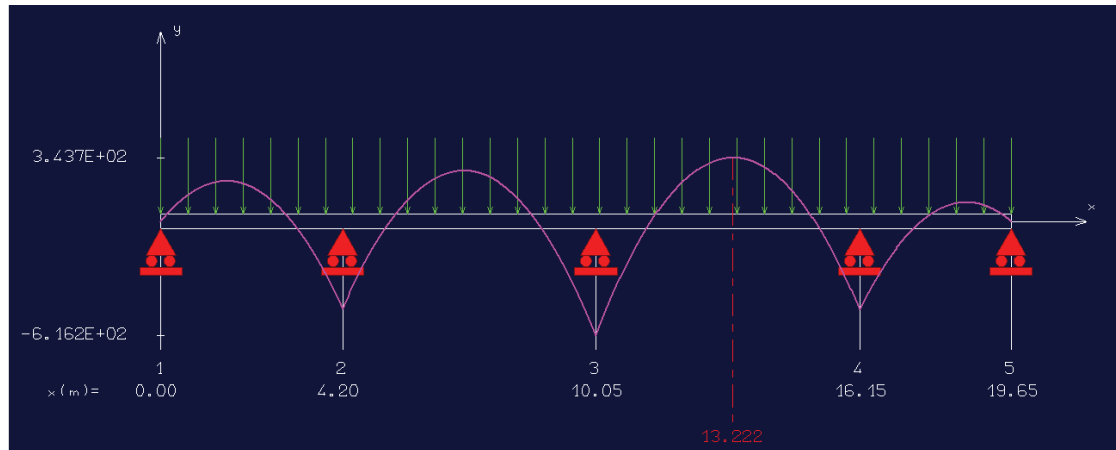
		\bar{q} [KN/m ²]	q [KN/m]
Poutres principales	ELU	68	190.88
	ELS	42	117.89
	SAC	47	131.93
poutres secondaire.	ELU	59	147.5
	ELS	38	95
	SAC	42	105

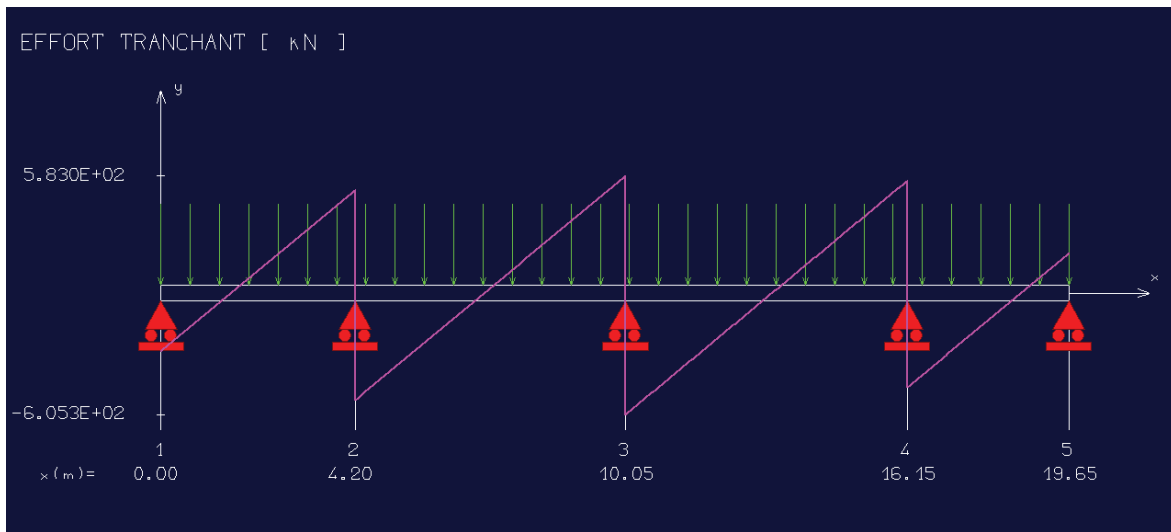
Avec :

$L_x = 5,00 \text{ m} ; L_y = 5,70 \text{ m}$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

- Poutres principales à l'ELU :**ELS :**

Effort tranchant :

Les résultats des moments sont récapitulés le tableau suivant.

Tableau IX.3 : tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures.

sollicitations	Poutres principales		poutres secondaire	
	Travées	appuis	Travées	appuis
M_u [KN.m]	343.70	-616.20	213.50	-384.80
M_{acc} [KN.m]	237.50	-425.9	152.00	-273.90
M_{ser} [KN.m]	212.20	-380.60	137.50	-247.80
T [KN]	605.30		299.10	
A_{min} [cm ²]	7,61			
A_u [cm ²]	9,80	17,54	8.12	8.60
A_{acc} [cm ²]	6,75	13,23	6,25	6.41
$A = \max(A_u ; A_{acc} ; A_{min})$	9,80	17,85	8,40	8,53
A_{ser} [cm ²]	12.96	23,20	11,05	11.25
Choix des armatures [cm ²]	9 T14 A= 13.85	5T16+5T20 A= 25,76	4T16+4T12 A= 12.56	4T16+4T12 A= 12.56

➤ **Poutre au sens principale :**

$$T_u^{max} = 605,30 \text{ KN}$$

a. **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 122 = 109,8 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 605300 \text{ N} \leq 0,267 \times 109,8 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 2931660 \text{ N}$$

Donc :

Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 10,05 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[605300 - \frac{616200}{0,9 \times 1,98} \right] \times 10^{-2} = 7,46 \text{ cm}^2$$

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{605300}{100 \times 109,8 \times 100} = 0,55 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Poutre sens secondaire :**

$$T_u^{max} = 299,10 \text{ KN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 122 = 109,8 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 299100 \text{ N} \leq 0,267 \times 109,8 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 2931660 \text{ N}$$

Donc :

Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 10,05 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[299100 - \frac{384800}{0,9 \times 1,98} \right] \times 10^{-2} = 2,39 \text{ cm}^2$$

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{299100}{100 \times 109,8 \times 100} = 0,27 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} , \phi_{l \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{122}{35} ; \frac{40}{10} , 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1 ; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{40 \times (0,55 - 0,3 \times 2,1)} = -118,09 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(109,8 ; 40) = 40 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 40} = 29,52 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 29,52 \text{ cm}$$

Donc : On adopte $\delta_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Dessin de ferrailage :**

Poutres secondaire de libages :

En appui :

En travée :

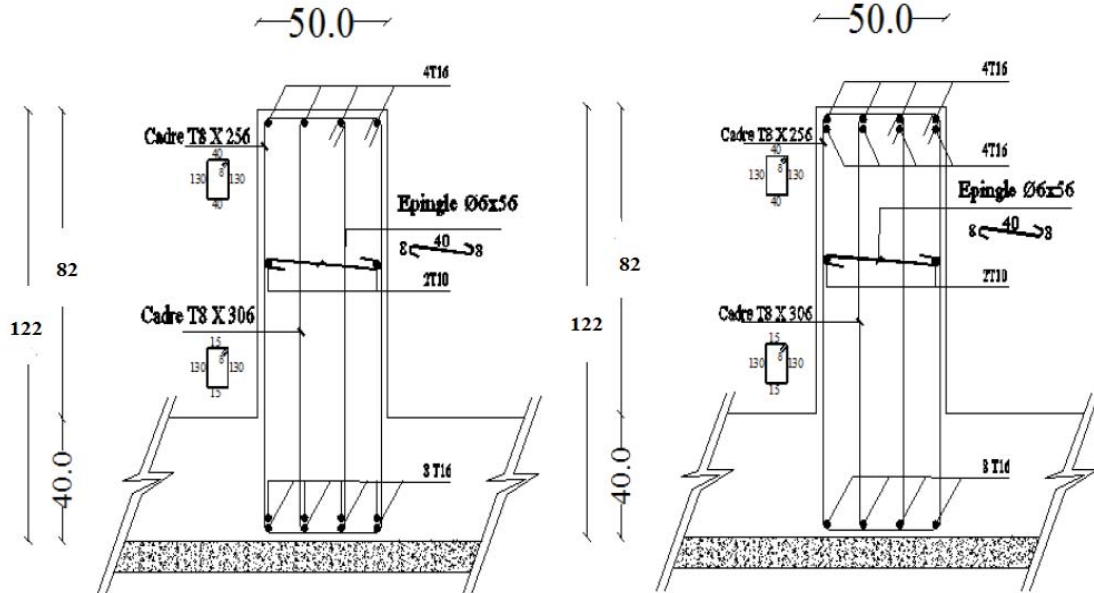


Fig XI. : Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire.

CONCLUSION :

Ce projet de fin d'études met en pratique les connaissances théoriques acquises dans le cycle de formation pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Ce travail nous a permis de comprendre les différentes techniques et logiciels pour calculer les structures, et en appliquant les principes de conception dans les ouvrages de bâtiment.

L'objectif primordial et bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

D'après l'étude que j'ai faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique il est très important que l'ingénieur.

Grâce au logiciel, on trouve la meilleure disposition des voiles et ferrailles des éléments, alors cette étape est très importante, qui demande les connaissances et certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

En fin, ce projet de fin d'étude est la première expérience que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures dans un cas réel.

Référence bibliographie

Règlement :

- ✓ *Règles parasismiques Algériennes RPA99/Version2003*
- ✓ *Règles de conception et de calcul des Structures en Béton Armé
CBA93*
- ✓ *Règles de calcul de Béton Armé Aux Etat Limites BAEL91*
- ✓ *Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*

Logiciels :

- ✓ *Logiciel d'analyse des structures L'Etabs.*
- ✓ *RDM6*
- ✓ *Excel 2007*
- ✓ *Word 2007*