



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبدالحميد 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/2019

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment (Sous-sol + R.D.C + 9 étages) à usage  
multiple**

Présenté par :

1. CHADLI Yamina

*Soutenu le : 26 / 09 / 2019 devant le jury composé de :*

Président : Mr BOUHADDJEB Kada.

Examineur : Mr REZIGUA Ahmed.

Encadreur : Mr AMMAR Brahim.

Année Universitaire : 2018 / 2019

## 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 (09) 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, balcon, 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.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض +طابق ارضي + 9 طوابق بخروبة ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم Ila حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99) 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 وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات) الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة، ETABS Nonlinear v9.7.4، RPA99V2003، 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 (09) floors, located in Kharouba in the wilaya of MOSTAGANEM . This region is classified as seismic zone Ila according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

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

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

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 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.

## REMERCIEMENTS

*En premier lieu, je tiens à remercier Dieu qui ma donné la volonté et la force d'achever ce travail et je le prie toujours pour qu'il soit à mes cotés.*

*Ce projet n'aurait pu être réalisé sans l'action de plusieurs intervenants que je tiens à remercier infiniment en particulier :*

*Mon encadreur **Mr AMMAR Brahim** de m'avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ces précieux conseils durant toute l'année.*

*Mes vifs remerciements sont également adressés aux membres du jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.*

*Ma gratitude et mes chaleureux remerciements s'adressent aussi à tous les enseignants de génie civil, les ingénieurs du CTC de Mostaganem notamment **Mr Benaied** et **Mr Hamou**, et le groupe CTC d'Oran (USTO-2) .*

*Enfin, je remercie tous celles et ceux qui m'ont aidée de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.*

## DÉDICACE

*Je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime :*

*Mes chers parents qui ont toujours été présents pour me soutenir, me conseiller, sacrifier pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation.*

*La prunelle de mes yeux Rayan*

*Je le dédie aussi à mon frère et mes sœurs, qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours*

*A tous le groupe de REAPROM qui m'adopté et considéré comme un de leurs éléments.*

*A mes fidèles amis et tous ceux que j'aurais pu oubliés et qui m'ont apporté l'aide et soutien durant ces années de formation.*

*Merci à tous.*

*CHADLI Amina*

## SOMMAIRE

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

### CHAPITRE I- Introduction et hypothèses de calcul

I.1- Introduction :	2
I.2- L'objectif de l'étude :	2
I. 3- Présentation du projet :	2
I.4- Caractéristiques générales :	4
I.4.1- Caractéristiques géométriques de la structure :	4
I.4.2- Caractéristiques géotechniques du sol :	4
I.5- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :	4
I.6- Les sollicitations :	4
I.7- Les matériaux :	4
I.7.1- Béton :	5
I.7.2- Acier :	5

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

II.1- Introduction:	7
II.2- Pré-dimensionnement des poutres:	7
II.2.1 Poutres principales:	8
II.2.2 Poutres secondaires :	9
II.3.1- Plancher à corps creux:	10
II.3.2- Plancher à dalle pleine :	12
II.4- Descente de charges :	13
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible:	13
II.4.2- Plancher étage courant:	14
II.4.3 Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous sol):	15
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :	17

II.5.1- Les condition de pré-dimensionnement des poteaux :	17
II.5.2- Dégression des surcharges d'exploitation :	19
II.5.3 Calcul de la section du poteau :	20

### **CHAPITRE III. Etude des planchers**

III.1-Introduction:	27
III.2- Calcul des Plancher à corps creux :	27
III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :	28
III.2.2- Etude de la dalle de compression :	29
III.2.3. Evaluation de la charge :	30
III.2.4.Méthode de calcul :	31
III.2.4.1 Choix de la méthode de calcul :	32
III.2.4.2 Principe des méthodes choisies :	33
III.2.5. Exemple de calcul des poutrelles :	35
III.2.6.Ferrailage des poutrelles :	41
III.2.6.1. Calcul des armatures longitudinales :	41
III.2.6.2.Calcul des armatures transversales :	46
III.2.7. Vérification de la flèche :	48
III.3 -Plancher à dalle pleine :	53
III.3.1-Méthode de calcul :	53
III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations :	54
III.3.3 - Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	60
III.3.5-vérification de la flèche :	65

### **CHAPITRE IV- Etude des éléments secondaire**

IV. 1-Etude de l'acrotère :	70
IV.1.1-Définition :	70

IV.1.2-Calcul du ferrailage : .....	70
IV.1.3- Détermination des sollicitations : .....	71
IV.1.4- Détermination de la section des armatures : .....	72
IV.2- Etude des balcons : .....	77
IV.2.1- Descente de charges : .....	77
IV.2.2- Calcul du ferrailage : .....	78
IV.2.3- Calcul des armatures transversales : .....	80
IV.2.4-Vérification de la flèche : .....	80
IV.3- Etude des escaliers : .....	83
IV.3.1- Définition : .....	83
IV.3.2- Eléments constitutifs : .....	83
IV.3.3- Escalier Type 01: .....	84
IV.3.3.1-Pré-dimensionnement : .....	85
IV.3.3.2- Descente de charges : .....	86
IV.3.3.3- Calcul du ferrailage : .....	88

## **CHAPITRE V. Etude de l'ascenseur**

V.1- Introduction : .....	99
V.2- Etude de l'ascenseur : .....	99
V.3- Descente de charges : .....	101
V.4- Etude du plancher : .....	104
V.5- Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	110
V.6- Vérification des contraintes de cisaillement : .....	115
V.7- Vérification de la flèche : .....	115

## **CHAPITRE\_VI. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

VI.1 Introduction :	116
VI.2. Méthode statique équivalente :	116
VI.3. Méthode dynamique :	117
VI.4. Les étapes de la modélisation :	118
VI.5. Modélisation de la structure :	120
VI.6. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :	121
VI.7. interprétation des résultats :	124
VI.7.1- Vérification de la résultante des forces sismiques :	124
VI.7.2. Nombre de modes à considérer .....	127
VI.8. Résultats de l'analyse dynamique par Etabs .....	128
VI.8. Justification vis a vis de l'effet P- $\Delta$ :	130

## **CHAPITRE VII. Etude des portiques**

VII.1. Introduction:	132
VII.2. Définitions :	132
VII.2.1- Poutres :	132
VII.2.2- Poteaux :	132
VII.3- Etude des portiques :	132
VII.3.1- Combinaisons d'actions :	132
VII.3.2- Etude des poutres :	133
VII.2-Etude des poteaux :	143
VII. 2.1. Combinaison de charges :	143
VII.2.2. Principe de calcul :	143

## **CHAPITRE VIII. Etude des voiles**

VIII.1. Introduction :	174
------------------------	-----

VIII.2. Ferrailage des voiles de contreventement : .....	174
VIII.2.1. les armatures verticales : .....	175
VIII.2.2. Les Armatures horizontales : .....	176
VIII.3 -Etude des voiles périphériques : .....	187

## **CHAPITRE IX- Etude des fondations**

IX.1.Introduction : .....	194
IX.1.2. Calcul des semelles : .....	195
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.Ferrailage du radier : .....	205
IX.3.1.Ferrailage de la dalle : .....	205
IX. 3.2.Ferrailage du débordement : .....	213
IX. 4.Ferrailage 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
Figure.II.3: dimensions d'un panneau de dalle.....	12
Figure II.4 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	13
Figure II.5 : coupe transversale du plancher d'etage courant.....	14
Figure II.6 : coupe transversale de la dalle pleine du plancher haut du sous sol.....	15
Figure II.7 : section reduite du beton.....	16
Figure. II.8 : hauteur libre de poteau. ....	19
Figure II.9 : section afférente d'un poteau sollicité. ....	21
Figure.III.1 : coupe transversale d'un plancher a corps creux.....	28
Figure.III.2 : dimensions des poutrelles. ....	28
Figure.III.3: section de calcul.....	29
Figure.III.4 : les travees fictives.....	33
Figure.III.5 : schema statique d'une poutre continue.....	34
Figure.III.6 : schema statique d'une poutre simplement appuyee.....	34
Figure.III.7 : schema statique d'une poutre de type 1.....	35
Figure.III.8 : section de la poutrelle. ....	41
Figure.III.9 : section de calcul en "Te". ....	41
Figure.III.10 : section de calcul rectangulaire.....	42
Figure.III.11 : section de calcul en travee. ....	42
Figure.III.12: section de calcul en appuis.....	43

Figure.III.13: coupe transversale d'un plancher a corps creux .....	47
Figure.III.14: section de calcul.....	49
Figure.III.15: dimensions d'un panneau de dalle.....	53
Figure.III.16 : enrobage.....	54
Figure.III. 17 : schema representatif des differents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments flechissant.....	56
Figure.III . 18 : panneaux de notre structure .....	56
Figure.III.18 : section de calcul en travee (x-x).....	60
Figure.III.19 : section de calcul en appuis (x-x).....	61
Figure.III.20 : section de calcul en travee (y-y) .....	62
Figure.III.21 : section de calcul en appuis (y-y).....	64
Figure.III.22: section de calcul.....	67
Figure.IV.1:dimension de l'acrotère et schema statique .....	70
Figure.IV.2: position de $n$ ; $n'$ et $m_f$ sur la section .....	72
Figure.IV.3: section de calcul.....	73
Figure.IV.4:position de centre de pression.....	74
Figure.IV.5: coupe sur balcon.....	77
Figure.IV.6 : enrobage .....	78
Figure.IV.7 : schema statique du balcon .....	78
Figure.IV.8 : section de calcul.....	78
Figure.IV.9 : coordonnee de centre de gravite .....	80
Figure.IV.10 : les elements constitutifs d'un escalier .....	83
Figure.IV.11: coupe a-a.....	83

Figure.IV.12 : vue en plan de la cage d'escalier avec schemas statiques .....	84
Figure.IV.13: coupe sur paillasse .....	85
Figure.IV.14: schema de la marche porteuse .....	87
Figure.IV.15 : schema statique de la marche porteuse.....	88
Figure.IV.16 : section de calcul de la marche .....	88
Figure.IV.17 : coupe transversale de la marche porteuse.....	89
Figure.IV.17 : coupe transversale de la marche porteuse.....	91
Figure.IV.18 : dessin de ferrailage de la marche porteuse .....	91
Figure.IV.19 : schema statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos.....	92
Figure.IV.20 : section de calcul .....	92
Figure.IV.21: section de calcul de la paillasse en travee.....	94
Figure.IV.22: section de calcul de la paillasse en appuis.....	96
Figure.IV.16: dessin de ferrailage de l'escalier.....	98
Figure.V.1 : dimensions de l'ascenseur .....	99
Figure.V.2 : ascenseur electrique .....	100
Figure.V.3 : schema de la surface d'impact.....	104
Figure.V.4: schema de la dalle pleine d'ascenseur. ....	106
Figure.V.5 : chargement de panneau.....	106
Figure.V.6: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur .....	108
Figure.V.7: section de calcul en travee(x-x) .....	110
Figure.V.8 : section de calcul en appui (x-x) .....	111
Figure.V.9: section de calcul en travee (y-y) .....	112
Figure.V.10 : section de calcul en appui (y-y) .....	113

Figure.VI.1 : interface de l'etabs.....	118
Figure.VI.2 : disposition des voiles de contreventement. ....	121
Figure.VII.1:armatures transversales. ....	139
Figure.VII.2:ferraillage des poutres principale. ....	141
Figure.VII. 4 : sollicitation sur les poteaux.....	143
Figure.VII.5: zone nodale.....	144
Figure.VII.6: section du poteau.....	144
Figure.VII.7: les armatures transversales dans la zone de recouvrement. ....	146
Figure.VII.8: section de calcul .....	148
Figure.VII.9: position de $n'_1$ $m'_1$ et $m_1$ sur la section transversale.....	149
Figure.VII.10: ferraillage des poteaux. ....	173
Figure.VIII. 1: les sollicitations de calcul d'un voile.....	175
Figure.VIII. 2: les sections de calcul.....	175
Figure.VIII. 3 : disposition des armatures verticales dans les voiles .....	176
Figure.VIII.4: section de calcul.....	178
Figure.VIII.5: position de $n'_1$ $m'_1$ et $m_1$ sur la section transversale.....	179
Figure.VIII.6: section de calcul.....	182
Figure.VIII. 7: contrainte du voile .....	187
Figure.VIII.8: panneau de dalle appuye sur 4 cote.....	188
Figure.VIII.9 : enrobage.....	189
Figure.VIII.11: section de calcul en travee (x-x) .....	190
Figure.VIII.11: section de calcul en travee (y-y) .....	192

Figure.IX. 1: semelle isolee.....	195
Figure.IX. 2: coupe sur radier general.....	196
Figure.IX. 3: schema statique du radier general.....	196
Figure.IX. 4: dimensions du panneau le plus sollicite. ....	197
Figure.IX.5: dimension de la semelle.....	199
Figure.IX. 6: dimension du radier. ....	200
Figure.IX. 7: dimension de la poutre .....	200
Figure.IX. 8: schema des contraintes du sol .....	203
Figure.IX.10: schema du panneau de la dalle .....	205
Figure.IX.11 : enrobage .....	206
Figure.IX. 12:section de calcul dans le sens xx. ....	207
Figure.IX. 13 : section de calcul dans le sens yy. ....	207
Figure.IX.14 : schema statique du debordement.....	213
Figure.IX.15: section de calcul. ....	213
Figure.IX.16: la repartition des charges sur une dalle portee par 4 poutres.....	215
Figure.IX.17: distribution des charges sur les poutres principales .....	215
Figure.IX.18: distribution des charges sur les poutres secondaires .....	216
Figure IX .19 : dessin de ferrailage d'une poutre principale .....	220
Figure IX .20 : dessin de ferrailage d'une poutre secondaire.....	221

## Liste des tableaux

Tableau II.1 :tableau recapitulatif des sections des poutres .....	10
Tableau II.2 : la charge permanente du plancher terrasse : .....	14
Tableau II.3 : la charge permanente du plancher d'etage courant : .....	15
Tableau II.4 : la charge permanente du plancher haut du sous sol : .....	16
Tableau II.5 : tableaux recapitulatifs des charges et surcharges: .....	16
Tableau II.6 : tableaux de degression des surcharges d'exploitation.....	20
Tableau II.7 : tableau recapitulatif des sections des poteaux des differents etages. ....	24
Tableau II .8: tableau recapitulatif de verification des conditions de rpa99 (v 2003).....	25
Tableau II.9: tableau recapitulatif de verification de la condition de flambement .....	26
Tableau III.1: evaluation des charges : .....	30
Tableau III.2 : tableau recapitulatif des moments flechissant ; efforts tranchant et l'abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) : .....	38
Tableau III. 3 : tableau recapitulatif des moments flechissant ; efforts tranchant et l'abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) pour les types 2, 3, 4 et 5 : .....	39
Tableau III.4: tableau recapitulatif des moments flechissant ; efforts tranchant maximaux: .	41
Tableau III.5: tableau des moments flechissant des panneaux en appuis et en travees du haut du sous sol en elu : .....	58
Tableau III.6: tableau des moments flechissant des panneaux en appuis et en travees du haut du sous sol en els : .....	59
Tableau III.7 : tableau recapitulatif des sollicitations maximales : .....	60
Tableau III.8 : tableau recapitulatif de ferrailage de la dalle pleine du niveau haut du sous- sol : .....	69

Tableau V.1 : caracteristiques des cables.....	103
Tableau V.2 : tableau recapitulatif des resultats .....	107
Tableau V.3 : tableau recapitulatif des sollicitations maximales.....	109
Tableau VI.1 : tableau recapitulatif des centre de masse et de rigidite et l'excentricite.....	123
Tableau : VI. 2:valeurs des penalites $p_q$ [ rpa (version 2003) /tableau 4.4].....	125
Tableau VI.3 :tableau recapitulatif pour la verification de la somme des masses modales...	128
Tableau .VI.4 : tableau recapitulatif pour la verification du deplacement du plancher : .....	130
Tableau VI.5 : tableau de verification de l'effet $p-\Delta$ : .....	131
Tableau.VII.1: tableau recapitulatif des moments flechissant maximaux en [kn.m] et efforts tranchants : .....	134
Tableau VII.2 : tableau recapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.	140
Tableau VII.2. : tableau recapitulatif des sections des poteaux. ....	146
Tableau VII.3: tableau recapitulatif des moments flechissant, efforts normaux et efforts tranchants. ....	147
Tableau.VII.4: tableau recapitulatif de ferrailage des poteaux .....	170
Tableau. VIII. 1 : les sollicitations de calcul du voile.....	177
Tableau.VIII.2 : tableau recapitulatif des sollicitations : .....	189
Tableau IX. 1: dimensions des poutres. ....	200
Tableau IX.2 : tableau recapitulatif des sollicitations au situation accidentelle. ....	202
Tableau IX.3 : tableau recapitulatif de la verification des contraintes sous le radier. ....	204
Tableau. IX .4: tableau recapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travees : .....	206

Tableau IX.5 : tableau recapitulatif des charge equivalent des poutres.....	216
Tableau. IX.6:tableau recapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures.....	217

## Notation

<b>BAEL</b>	Béton armé à l'état limites
<b>RPA</b>	Règlement parasismique Algérien
<b>ELUR</b>	Etat limite ultime de résistance
<b>ELS</b>	Etat limite de service
<b>G</b>	Charge permanents
<b>Q ; P</b>	Charge d'exploitation
<b>E</b>	Charge sismique
<b>q<sub>u</sub></b>	Chargement ultime
<b>q<sub>s</sub></b>	Chargement de service
<b>M<sub>f</sub></b>	Moment fléchissant
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment de flexion en travée
<b>M<sub>a</sub></b>	Moment de flexion en appui
<b>M<sub>d</sub></b>	Moment en appui droite
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment en appui gauche
<b>N</b>	Effort normal
<b>T<sub>d</sub></b>	Effort tranchant à droit du point considéré
<b>T<sub>g</sub></b>	Effort tranchant à gauche du point considéré
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
<b>f<sub>t28</sub></b>	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation longitudinale instantané
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformation longitudinale différée
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficient de sécurité pour l'acier
<b>γ<sub>b</sub></b>	Coefficient de sécurité pour le béton
<b>h</b>	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
<b>b</b>	Largeur des éléments
<b>h<sub>0</sub></b>	Hauteur de la table de compression
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte de calcul dans le béton
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte admissible limite dans le béton
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte de calcul dans l'acier
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte admissible limite dans l'acier
<b>τ<sub>u</sub></b>	Contrainte tangentielle de calcul
<b>τ<sub>u</sub></b>	Contrainte tangentielle limite
<b>φ<sub>t</sub></b>	Diamètre des armatures
<b>S</b>	Espacement entre armatures transversales
<b>A<sup>u</sup></b>	Armatures calculées à l'ELUR
<b>A<sup>s</sup></b>	Armatures calculées à ELS
<b>A<sub>a</sub></b>	Armatures en appuis
<b>A<sub>t</sub></b>	Armatures en travées
<b>I<sub>xx</sub></b>	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
<b>I<sub>yy</sub></b>	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
<b>M<sub>zz</sub></b>	Inertie massique
<b>L<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement

<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite
<b>L<sub>x</sub></b>	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
<b>L<sub>y</sub></b>	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
<b>I<sub>0</sub></b>	Moment d'inertie de la section homogène
<b>I<sub>f</sub></b>	Moment d'inertie fictif
<b>f</b>	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
<b>Δf<sub>t</sub></b>	Flèche total
<b>ζ</b>	Rapport entre deux dimensions $\left( \frac{L_x}{L_y} \right)$

## Introduction générale

*Les ouvrages du génie civil ont généralement une longue durée de vie ; Ceci est dû en grande partie aux besoins croissants en matière de logements qui sont eux-mêmes induit par l'accroissement démographique, c'est pourquoi la construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale.*

*L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.*

*L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.*

*La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.*

*La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité des bâtiments, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.*

*Mais on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.*

*En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.*

## I- Introduction et hypothèses de calcul

### I.1- Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

### I.2- L'objectif de l'étude :

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance 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 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 au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple avec entre sol, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

### I. 3- Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC et neuf étages, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem ( Kharouba ) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.



**Fig. I. 1:** L'implantation de l'ouvrage.

#### **I.4- Caractéristiques générales :**

##### **I.4.1- Caractéristiques géométriques de la structure :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- la hauteur de niveau sous- sol est :  $h_{ss} = 4.48$  m.
- la hauteur de niveau de RDC est :  $h_{RDC} = 3.06$  m.
- la hauteur du 1<sup>er</sup> au 9<sup>ème</sup> étage est :  $h_{ec} = 3.06$  m.
- la hauteur totale du bâtiment est :  $H = 35.08$  m.
- la longueur totale du bâtiment en plan est :  $L = 25.55$  m.
- la largeur totale du bâtiment en plan est :  $B = 21.59$  m.
- cage d'escaliers :  $4.95 \times 3.50$  m<sup>2</sup>.
- cage d'ascenseur :  $1.85 \times 1.55$  m<sup>2</sup>.

##### **I.4.2- Caractéristiques géotechniques du sol :**

Dans notre étude on a considéré que le sol 'assise de la construction est un sol meuble (S3) ; l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et pare conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2$  bars
- L'absence d'une nappe phréatique.

#### **I.5- 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 a 300kg/m<sup>2</sup>.

#### **I.6- Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un model élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structure à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

### **I.7- Les matériaux :**

Pour pouvoir dimensionner des éléments en béton armé, il est indispensable de connaître le comportement des matériaux acier et béton et d'être capable de le modéliser.

#### **I.7.1- Béton :**

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

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

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL ou CBA ?, et tous les règlements applicables en Algérie

- ciment utilisé.....CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m<sup>3</sup>)
- Sable ..... 400 litres / m<sup>3</sup> ( D<sub>s</sub> ≤ 0,5 mm)
- gravier .....800 litres m<sup>3</sup> ( D<sub>g</sub> ≤ 25 mm)
- l'eau de gâchage .....160 à 180 litres / m<sup>3</sup>
- la résistance caractéristique du béton à la compression est de 25 MPa ( f<sub>c28</sub> = 25 MPa)
- la résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

#### **I.7.2- Acier :**

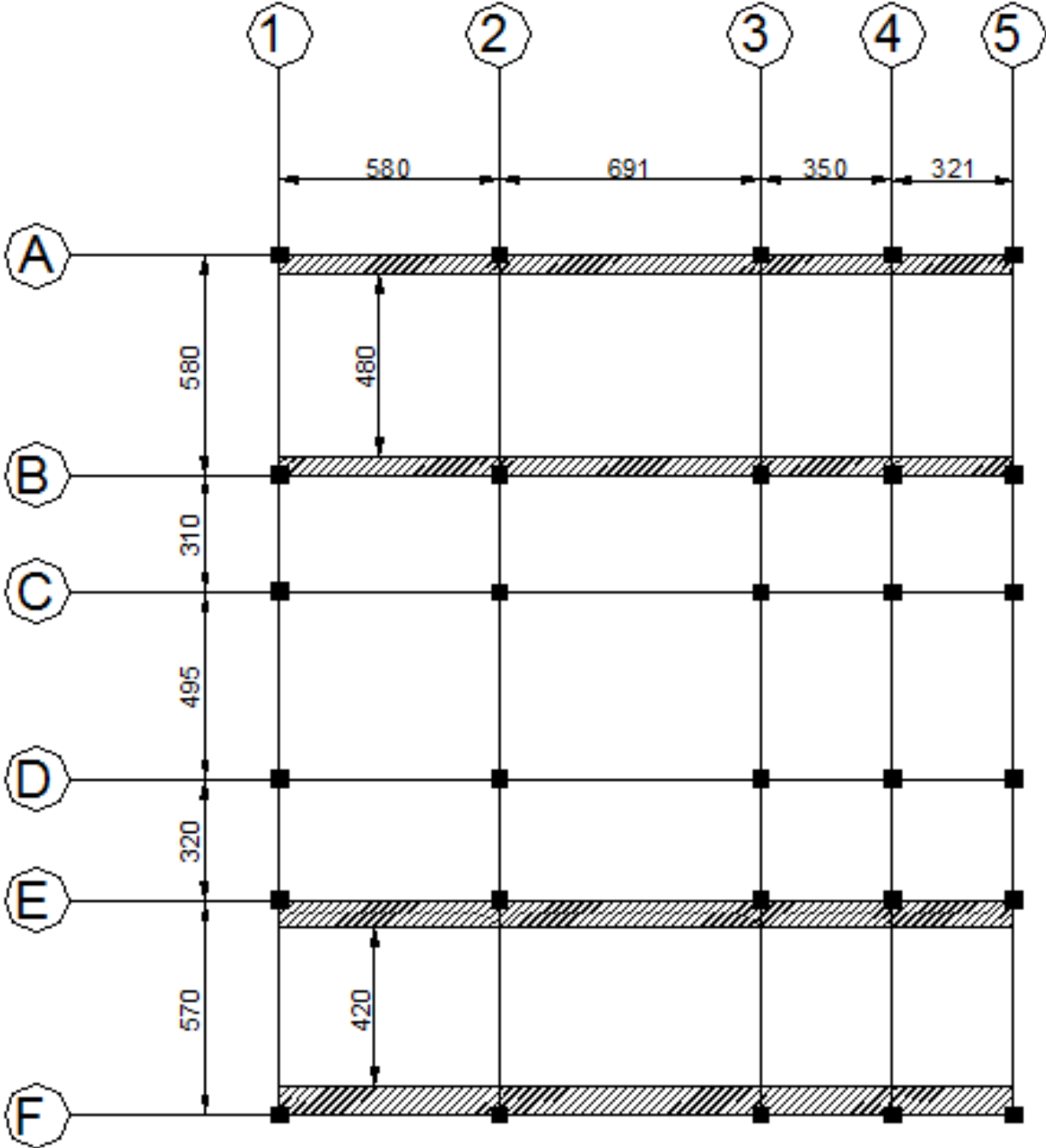
- Le module longitudinal de l'acier est :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$
- La contrainte de calcul  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  est :

Avec : f<sub>e</sub> : limite d'élasticité de l'acier

γ<sub>s</sub> : coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour la situation accidentelle} \\ 1,15 & \text{pour la situation durable et transitoire} \end{cases}$$

- Les aciers utilisés en béton armé sont :
- ❖ **les ronds lisses (R. L )** : on utilise les nuances Fe E215 , et les diamètres sont : φ6 et φ8
- ❖ **Acier à haute adhérence (HA)** : de nuance FeE 400, les diamètres utilisées sont les suivants : 8, 10,12,14,16 et 20
- ❖ **les treillis soudés (TS)** : de nuance TLE 520 ; on utilise TS φ4 avec une ouverture des mailles = (15 × 15 ) cm<sup>2</sup> .



VUE EN PLAN

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

### II.1- Introduction:

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (Planchers, Poutres, Poteaux et Voiles) est une étape importante et représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers ; qui transmises aux poutrelles puis aux poutres qui font la même chose aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature doit être conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

### II.2- Pré-dimensionnement des poutres:

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

- ❖ Critère de flèche:

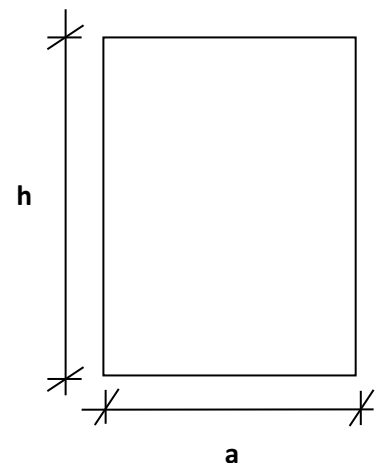
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur totale de la poutre et

**b** : Largeur de la poutre.



**Fig.II. 1:** Section transversale d'une poutre

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

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

**II.2.1 Poutres principales:**

➤ **Types 01 :  $L_{\max} = 691\text{ cm}$ .**

$$L = 691\text{ cm} \Rightarrow \frac{691}{15} \leq h \leq \frac{691}{10} \Rightarrow 46.6 \leq h \leq 69.1$$

On prendra :  **$h = 50\text{ cm}$** .

$$h = 50\text{ cm} \Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.6 h \Rightarrow 15 \leq b \leq 30$$

On prendra :  **$b = 30\text{ cm}$** .

Donc : la section de la poutre principale type 01 est de dimension  **$(30 \times 50)\text{ cm}^2$** .

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

- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$  ;
  - $h = 50\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$  ;
  - $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 < 4$  ;
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

➤ **Types 02 :  $L_{\max} = 350\text{ cm}$ .**

$$L = 350\text{ cm} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

On prendra :  **$h = 30\text{ cm}$** .

$$h = 30\text{ cm} \Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.6 h \Rightarrow 9 \leq b \leq 18$$

➤ On prendra :  **$b = 30\text{ cm}$** .

Donc : la section de la poutre principale type 02 est de dimension  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

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

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
  - $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ;
  - $\frac{h_1}{b_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4$  ;
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

### II.2.2 Poutres secondaires :

➤ **Types 01 :  $L_{\max} = 580 \text{ cm}$ .**

$$L = 580 \text{ cm} \Rightarrow \frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10} \Rightarrow 38.66 \leq h \leq 58$$

On prendra :  **$h = 45 \text{ cm}$ .**

$$h = 45 \text{ cm} \Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.6 h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 27$$

On prendra :  **$b = 30 \text{ cm}$ .**

Donc : la section de la poutre secondaire type 01 est de dimension  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

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

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  ;
  - $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ;
  - $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$  ;
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

➤ **Types 02 :  $L_{\max} = 320 \text{ cm}$ .**

$$L = 320 \text{ cm} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

On prendra :  **$h = 30 \text{ cm}$ .**

$$h = 30 \text{ cm} \Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.6 h \Rightarrow 9 \leq b \leq 18$$

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

Donc : la section de la poutre secondaire type 02 est de dimension **(30×30) cm<sup>2</sup>**.

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

❖  $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$  ;

❖  $h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$  ;

❖  $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4$  ;

⇒ Conditions vérifiées

**Tableau II.1** :Tableau récapitulatif des sections des poutres

Poutres principales (b×h) (cm <sup>2</sup> )		Poutres secondaires (b×h) (cm <sup>2</sup> )	
Type 01 : (30×50)	Type 02 : (30×30)	Type 01 : (30×45)	Type 02 : (30×30)

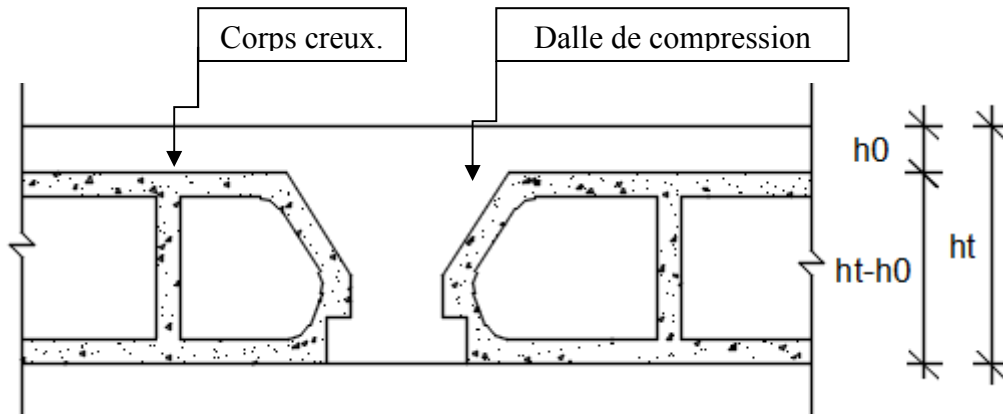
### II.3- Pré-dimensionnement des planchers:

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

#### II.3.1- Plancher à corps creux:

Le plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et de corps creux. On utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)



**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.

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

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

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8, 424}]$$

Avec :  $L$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a :  $L_{\max} = (495 - 30) \text{ cm} = 465 \text{ cm}$

$$L = 465 \text{ cm} \Rightarrow 18.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 23.25 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  On prendra:  $h_t = (16 + 4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$ .

### II.3.2- Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

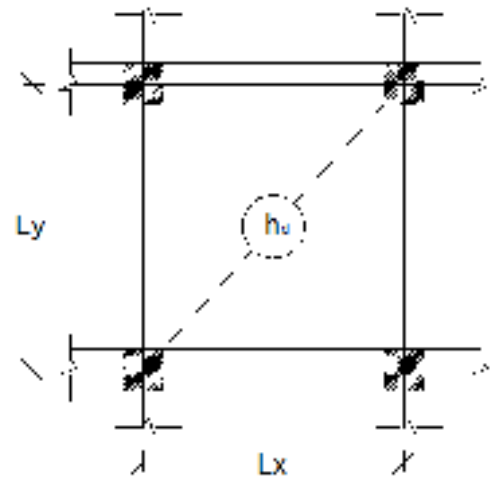
➤ Condition de résistance à la flexion(BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle  $h_d$  est donnée par:

• **Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :**

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

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



• **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:**

- $0.4 \leq \rho \leq 1$  et
- La charge est uniformément répartie.
- Ou bien dalle soumise à une charge concentrée quelque soit la valeur de  $\rho$ .

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

Avec :  $L_x \leq L_y$

$L_x$  : La plus petite dimension du panneau de dalle.

$L_y$  : La plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

**Fig.II.3:**Dimensions d'un panneau de dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 5.80 - 0.30 = 5.5 \text{ m} \\ L_y = 6.90 - 0.30 = 6.6 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{6.60} = 0.83 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{1}{50} L_x = 11 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{1}{40} L_x = 13.75 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 12.5 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➤ Condition d'isolation acoustique:

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

➤ Condition de sécurité en matière d'incendie:

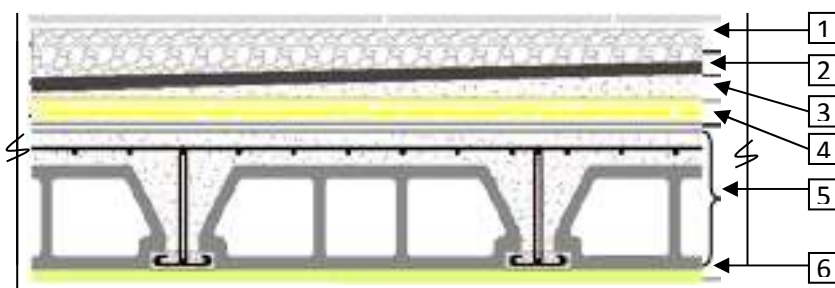
- Pour une heure de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 7 \text{ cm.}$
- Pour deux heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 11 \text{ cm.}$
- Pour quatre heures de coupe de feu  $\Rightarrow h_d = 17.5 \text{ cm.}$

**Conclusion :**

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine:  **$h_d = 18 \text{ cm.}$**

**II.4- Descente de charges :**

**II.4.1- Plancher terrasse inaccessible:**



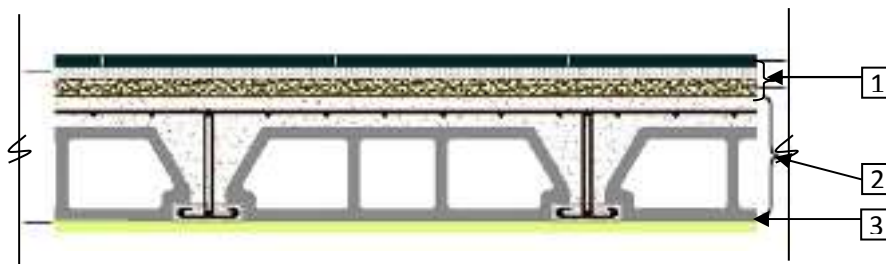
**Fig II.4 :** Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

**Tableau II.2** : la charge permanente du plancher terrasse :

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.15	22	3.30
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Corps creux + dalle de compression (16+4)	0.20	/	2.8
6	Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
<b>Totale : 7.33</b>				<b>KN/m<sup>2</sup></b>

- Charges permanentes :  $G = 7.33 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible  $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

#### II.4.2- Plancher étage courant:

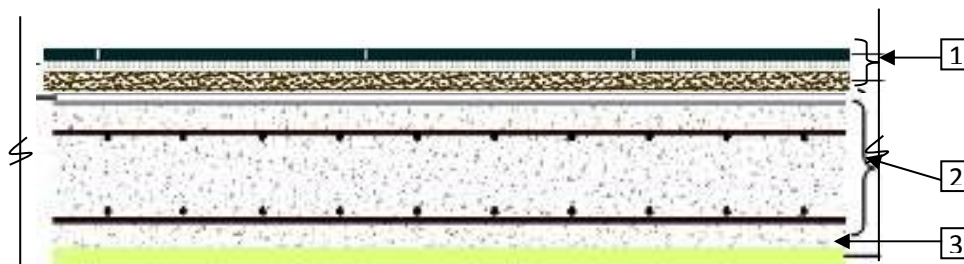
**Fig II.5** : Coupe transversale du plancher d'étage courant

**Tableau II.3** : la charge permanente du plancher d'étage courant :

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage + mortier de ciment + sable	0.05	/	1.04
2	Corps creux + dalle de compression (16+4)	0.20	/	2.8
3	Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
4	Cloisons légère	0.1	10	1
<b>Totale : 4.99</b>				<b>KN/m<sup>2</sup></b>

- Charges permanentes:  $G = 4.99 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

#### II.4.3) Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous sol):

**Fig II.6** : Coupe transversale de la dalle pleine du plancher haut du sous sol

**Tableau II.4** : la charge permanente du plancher haut du sous sol :

N°	Matériaux	Epaisse (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage + mortier de ciment + sable	0.05	/	1.04
2	Dalle pleine	0.18	25	4.5
3	Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
4	Cloisons légère	0.1	10	1
<b>Totale : 6.69</b>				<b>KN/m<sup>2</sup></b>

- Charges permanentes:  $G = 6.69 \text{ KN/m}^2$ .
- Charges d'exploitation: Locaux à usage commerciale  $\Rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

**Tableau II.5** : Tableaux récapitulatifs des charges et surcharges:

Charges Niveau	Destinations	Charges permanentes G [KN/m <sup>2</sup> ]	Charges d'exploitation Q [KN/m <sup>2</sup> ]
<b>Plancher terrasse</b>	Inaccessible	7.33	1
<b>1<sup>ère</sup> → 9<sup>ème</sup> étage</b>	Habitation	4.99	1.5
<b>R.D.C</b>	Service	6.69	2.5

## II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour pré-dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée, puis on calcul la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

### II.5.1- Les condition de pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. Condition de résistance
- b. Condition de stabilité
- c. Condition imposée par le RPA99

#### a. Critère de résistance :

On sait que :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 Version2003.

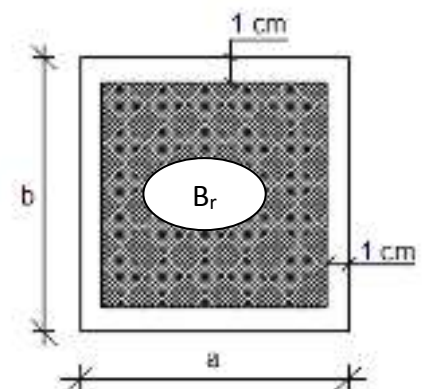
On prend  $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$  (Zone IIa)

**Br:** Section réduit du béton ;

$$B_r = (a-0,02)(b -0,02) \text{ m}^2$$

**β :** coefficient qui dépend de l'élanement du poteaux.

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 \quad \text{avec } \lambda \leq 35$$



**Fig II.7 :** Section réduite du béton

Pour que toutes les armatures participe à la résistance, on prend  $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

**Nu :** l'effort Normal ultime sollicitant un poteau que l'on notera désormais (dû aux seules charges verticales),

$$N_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

$N_g$ : Effort normal dû aux charges permanentes

$N_q$ : Effort normal dû aux charges d'exploitations.

Il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations ( **DTR Bc 2.2**)

$\sigma_{bc}$  : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\sigma_s$ : résistance de calcul des aciers à L'ELU .

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

La formule (\*) est simplifiée et devient :

$$Br \geq \frac{1.2 \times Nu}{\frac{14.2}{0.9} + (0.85 \times 0.008 \times 348)}$$

Donc :  $Br \geq 0,066 \times Nu$

### **b. condition de stabilité de forme :**

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad L_f = 0,7 \times L_0$$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau

$B$  : section du béton

$\lambda$  : l'élancement du poteau

### **c. conditions imposées par le RPA99 :**

Pour zone IIa : on a

1-  $\min(h, b) \geq 25 \text{ cm}$

2-  $\min(h, b) \geq h_e/20$

3-  $1/4 \leq b/h \leq 4$

Avec  $h_e$  : la hauteur libre d'étage.

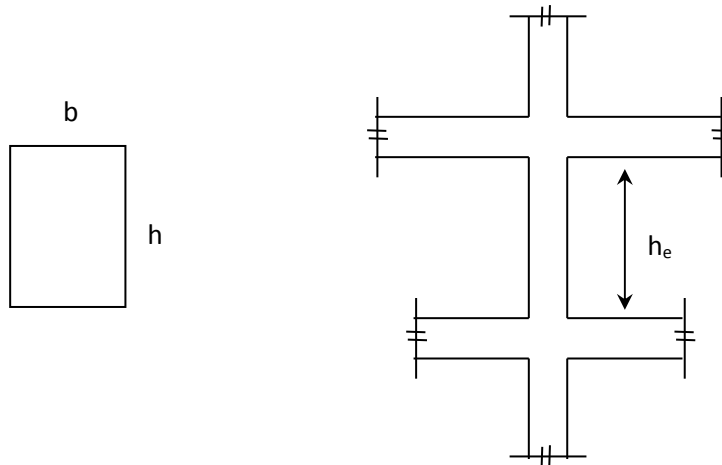


Figure II.8 : hauteur libre de poteau.

**II.5.2- Dégression des surcharges d'exploitation :**

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Sous toit ou terrasse.....  $Q_0$

Sous dernier étage (étage1) .....  $Q_0 + Q_1$

Immédiatement inférieur

(étage2) .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .

(étage3) .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

(étage4) .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

.....

(Étage n) .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  **Pour  $n \geq 5$ .**

**Tableau II.6** : Tableaux de dégression des surcharges d'exploitation

n	NIVEAU	La loi de dégression	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
0	Haut 9 <sup>ème</sup> étage	$Q_0$ .	1.00
1	Haut 8 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+Q_1$	2.50
2	Haut 7 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 +0,95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
3	Haut 6 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 +0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
4	Haut 5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 +0,85 (Q_1 + Q_2 + \dots Q_4)$	6.10
5	Haut 4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 +0,80 (Q_1 + Q_2 + \dots Q_5)$	7.00
6	Haut 3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 +0,75 (Q_1 + Q_2 + \dots Q_6)$	7.75
7	Haut 2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 +0,71 (Q_1 + Q_2 + \dots Q_7)$	8.50
8	Haut 1 <sup>er</sup> étage	$Q_0 +0,69 (Q_1 + Q_2 + \dots Q_8)$	9.25
9	Haut RDC	$Q_0 +0,67 (Q_1 + Q_2 + \dots Q_9)$	10.00
10	Haut sous sol	$Q_0 +0,65 (Q_1 + Q_2 + \dots Q_{10})$	11.40

**II.5.3 Calcul de la section du poteau :****Exemples de calcul (Poteau de terrasse):**

Poteau de centre le plus chargée:

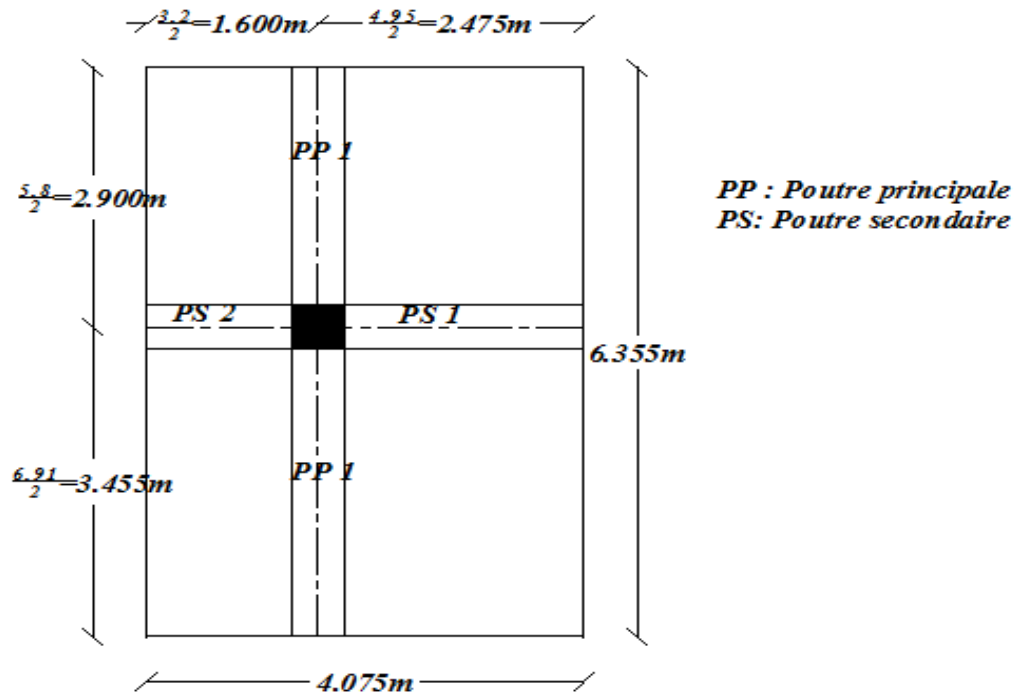


Figure II.8 : Section afférente d'un poteau sollicité.

Cherchons maintenant les dimensions des poteaux sous-sol qui supporte la totalité des charges supérieures.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :  $L_f = 0.7 \times L_0$

avec  $L_0$  : Longueur libre du poteau.

➤ **Longueurs afférentes des poutres principales et secondaires :**

$$L_{\text{aff PP1}} = \frac{5.8}{2} + \frac{6.91}{2} = 6.355 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff PS1}} = \frac{4.95}{2} = 2.475 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff PS2}} = \frac{3.2}{2} = 1.60 \text{ m}$$

➤ **La surface afférente du plancher est :**

$$S_{\text{aff de plancher}} = \left( \frac{3.2}{2} + \frac{4.95}{2} \right) \times \left( \frac{5.8}{2} + \frac{6.91}{2} \right) = 4.075 + 6.355 = 25.89 \text{ m}^2.$$

➤ **Poids propre des poutres principales et secondaires:**

$$P_{pp1} = 25 \times 0.30 \times 0.50 = \mathbf{3.75 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{pp2} = 25 \times 0.30 \times 0.30 = \mathbf{2.25 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{ps1} = 25 \times 0.30 \times 0.45 = \mathbf{3.38 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{ps2} = 25 \times 0.30 \times 0.30 = \mathbf{2.25 \text{ KN/mL}}$$

➤ **Détermination de l'effort normal ultime Nu :**

$$Nu = 1,15 \times Pu.$$

$$Pu = N_p + N_{(pp+ps)}$$

$$\begin{aligned} N_p(\text{plancher}) &= (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times Q_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}} \\ &= (1.35 \times 7.33 + 1.5 \times 1) \times 25.89 \\ &= \mathbf{295.03 \text{ KN/m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{u(pp+ps)} &= 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de plancher} \\ &= 1.35 \times [(P_{pp1} \times L_{\text{aff PP1}}) + (P_{ps1} \times L_{\text{aff Ps1}}) + (P_{ps2} \times L_{\text{aff Ps2}})] \times n \\ &= 1.35 \times 35.78 \\ &= \mathbf{48.31 \text{ KN/ml.}} \end{aligned}$$

$$Pu = N_p + N_{(pp+ps)} = 295.03 + 48.31 = \mathbf{343.34 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc : } Nu = 1,15 \times Pu = \mathbf{394.84 \text{ KN}}$$

La section réduite de béton :  $Br \geq 0,66 \times Nu$

$$Br \geq 0,66 \times 394.84 = \mathbf{260.59 \text{ cm}^2}$$

Ce – ci donne :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq \mathbf{260.59 \text{ cm}^2}$$

On suppose que la section du poteau care :

$$a = b \geq \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a = b \geq \sqrt{260,59} + 2 \Rightarrow \mathbf{a = b \geq 18.14 \text{ cm}}$$

Donc on choisie **(30X30) cm<sup>2</sup>** la section de poteau au dernier niveau (terrasse) et on fait la vérification

**Remarque :** Les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages .

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

- $\text{Min}(30,30) \geq 25\text{cm} \dots\dots$  (zone IIa)
  - $\text{Min}(30, 30) \geq \frac{291}{20} = 14.55$
  - $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$
- }  $\Rightarrow$  les conditions est vérifie

➤ **Vérification de flambement :**

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

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{30 \times 30^3 / 12}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = 24.73 < 35 \Rightarrow \text{donc la condition est vérifie}$$

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	Nu(pp+ps) [KN]	Nupot [KN]	Nu planc [KN]	Nu [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix[cm]	vérification RPA	Vérif. flambement
3,06	Haut d'étage 9	7,33	1	43,77	0	295,10	338,87	224,59	16,99	30	17,30478	24,74
3,06	Haut d'étage 8	12,32	2,5	87,53	8,08	527,83	623,44	413,19	22,33	30	23,47172	24,74
3,06	Haut d'étage 7	17,31	3,85	131,30	8,08	754,72	894,09	592,57	26,34	30	28,1087	24,74
3,06	Haut d'étage 6	22,3	5,05	175,06	8,08	975,78	1158,93	768,10	29,71	35	32,002	21,20
3,06	Haut d'étage 5	27,29	6,1	218,83	11,00	1191,02	1420,85	941,69	32,69	40	35,43424	18,55
3,06	Haut d'étage 4	32,28	7	262,59	14,36	1400,44	1677,39	1111,72	35,34	40	38,50053	18,55
3,06	Haut d'étage 3	37,27	7,75	306,36	14,36	1604,02	1924,75	1275,65	37,72	45	41,24163	16,49
3,06	Haut d'étage 2	42,26	8,5	350,12	18,18	1807,61	2175,91	1442,12	39,98	45	43,85003	16,49
3,06	Haut d'étage 1	47,25	9,25	393,89	18,18	2011,20	2423,26	1606,06	42,08	50	46,27534	14,84
3,06	Haut du RDC	52,24	10	437,65	22,44	2214,78	2674,88	1772,82	44,10	50	48,61848	14,84
4,48	Haut du SS	58,43	11,4	481,42	22,44	2485,57	2989,43	1981,29	46,51	55	51,3977	19,75

**Tableau II .8:** Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (V 2003)

Désignation d'étages	Section du poteaux (a x b) [cm <sup>2</sup> ]	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)	Vérifications des conditions
		$\min(a,b) \geq 25$	$\min(a,b) \geq h_e/20$	$1/4 < a/b < 4$	
9 <sup>ème</sup> étage	30X30	30 > 25	$30 > \frac{306-20}{20} = 14.3$	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$	CV
8 <sup>ème</sup> étage					
7 <sup>ème</sup> étage					
6 <sup>ème</sup> étage	35X35	35 > 25	$35 > \frac{306-20}{20} = 14.3$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	CV
5 <sup>ème</sup> étage	40X40	40 > 25	$40 > \frac{306-20}{20} = 14.3$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	CV
4 <sup>ème</sup> étage					
3 <sup>ème</sup> étage	45X45	45 > 25	$45 > \frac{306-20}{20} = 14.3$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$	CV
2 <sup>ème</sup> étage					
1 <sup>ème</sup> étage	50X50	50 > 25	$50 > \frac{306-20}{20} = 14.3$	$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$	CV
RDC					
SS	55X55	55 > 25	$55 > \frac{448-16}{20} = 21.6$	$\frac{1}{4} < \frac{55}{55} = 1 < 4$	CV
AP					

CV : condition vérifiée.

**Tableau II.9:** Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

<b>b</b>	<b>h</b>	<b>Niveaux</b>	<b>Poteaux</b>	<b>L0 (cm)</b>	<b>Lf</b>	<b>I</b>	<b>B</b>	<b>i</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b><math>\lambda \leq 35</math></b>
30	30	9 <sup>ème</sup> étage	30X30	306	214,2	67500,00	900	8,66	24,73	C V
		8 <sup>ème</sup> étage								
		7 <sup>ème</sup> étage								
35	35	6 <sup>ème</sup> étage	35X35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21,20	C V
40	40	5 <sup>ème</sup> étage	40X40	306	214,2	213333,33	1600	11,55	18,55	C V
		4 <sup>ème</sup> étage								
45	45	3 <sup>ème</sup> étage	45X45	306	214,2	341718,75	2025	12,99	16,49	C V
		2 <sup>ème</sup> étage								
50	50	1 <sup>ère</sup> étage	50X50	306	214,2	520833,33	2500	14,43	14,84	C V
		RDC								
55	55	SS	55X55	448	313,6	762552,08	3025	15,88	17,99	C V
		AP								



### III. Etude des planchers

#### III.1-Introduction:

Les planchers sont la partie horizontale d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs..) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre les efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

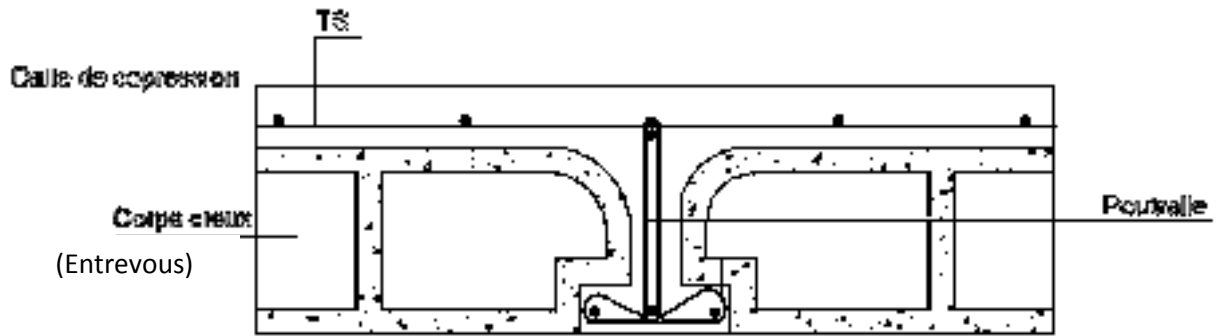
Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

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

#### III.2- Calcul des Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en forme de T ; comportant des aciers de liaison avec la dalle de 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 (fig. III.1).



**Fig.III.1 :** coupe transversale d'un plancher à corps creux

**III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles :**

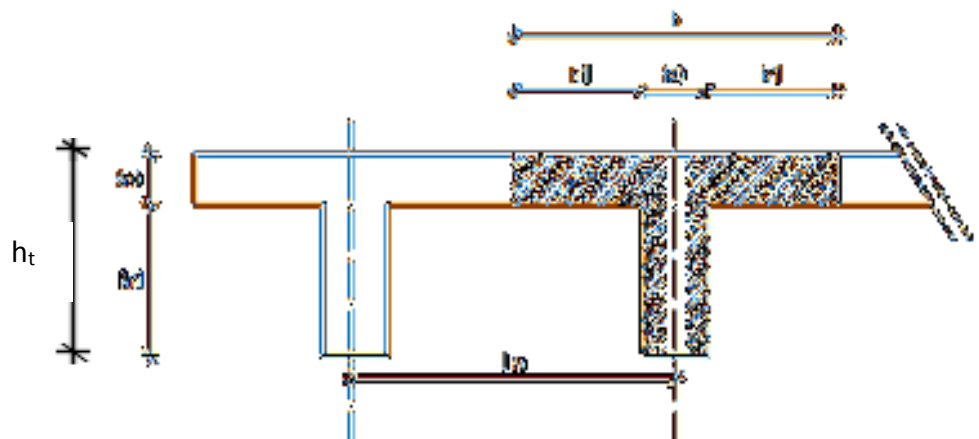
Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Hauteur totale de 20 cm, dont 16 cm pour la hauteur du corps creux et 4 cm pour celle de la dalle de Compression.

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le [ DTR .B.C.2.41 ] ; la largeur des ailettes de la table de compression ( $b_1$ ) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

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



**Fig.III.2 :** Dimensions des poutrelles.

Avec :

$L_n$  : Distance entre axes des nervures ( $L_n = 60\text{cm}$ ) [DTR .B.C.2.2/Annexe C3] ;

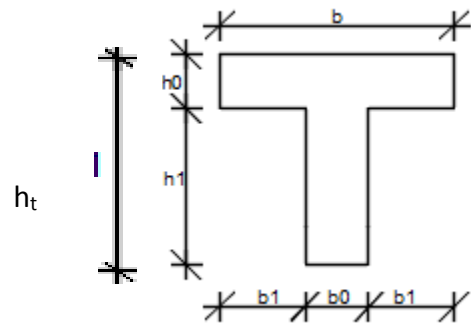
$L$  : Portée entre nus d'appuis de la poutrelle ( $L = 495\text{ cm}$ ) ;

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{ cm}$ ) et

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

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 3\text{ } 2\text{cm} \\ b_1 \leq 49.5\text{ cm} \end{cases}$$



**Fig.III.3:** Section de calcul

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

### **III.2.2- Etude de la dalle de compression :**

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

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

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

#### **a- Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Dans notre plancher, on a :  $L_n = 60\text{ cm} \Rightarrow 50\text{ cm} < L_n < 80\text{ cm}$

Donc :

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

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \longrightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$$

On prendra  $\emptyset = 4 \text{ mm}$

**Choix des armatures :**

$$6\emptyset 4 / m_L \longrightarrow A_{\perp} = 0.76 \text{ cm}^2 / m_L$$

**b- Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

$$6\emptyset 4 / m_L \longrightarrow A = 0.76 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Donc** : Le treillis soudé adopté est : TS  $\emptyset 4$  (150x150) mm<sup>2</sup>.

**III.2.3. Evaluation de la charge :**

Etat limite ultime :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$

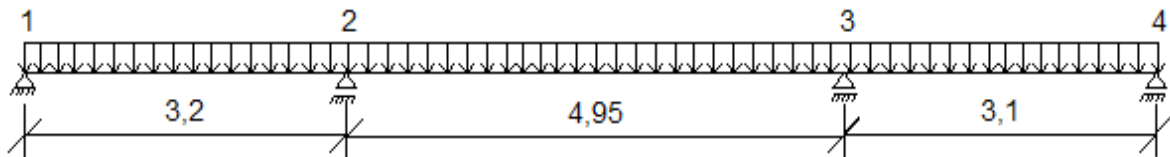
Etat limite de service :  $q_s = (G + Q) \times b$

**Tableau III.1:** Evaluation des charges :

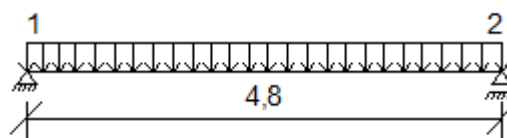
Type de plancher	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	(b) [m]	q <sub>u</sub> [KN/ml <sup>2</sup> ]	q <sub>s</sub> [KN/ml <sup>2</sup> ]
Terrasse	Inaccessible	7.33	1	0.6	6.837	4.998
Etage courant	Habitation	4.99	1.5	0.6	5.392	3.894

➤ Types de poutrelles :

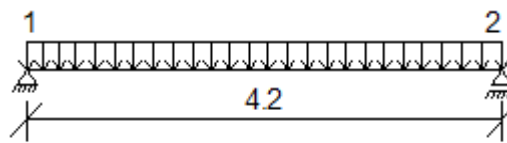
• Type 01 :



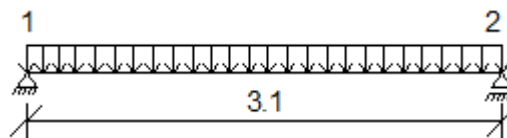
• Type 02 :



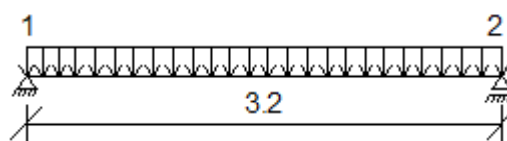
• Type 03 :



• Type 04 :



• Type 05 :



**III.2.4. Méthode de calcul :**

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire et ;
- la méthode de Caquot.

### III.2.4.1 Choix de la méthode de calcul :

➤ **Condition d'application de la méthode forfaitaire :** (plancher à charges d'exploitation modérées).

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifiée :  $Q \leq \max ( 2G ; 500 ) [ \text{daN/m}^2 ]$  ;
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ( $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25$ ) et
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- Si la première condition n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot.
- Si la première condition est vérifiée mais une ou plus des trois conditions 2, 3 et 4 ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

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

Plancher terrasse :

1.  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  pour le plancher terrasse.

Donc  $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500)$  condition vérifiée

2. Les moments d'inerties est constant. condition vérifiée

3.  $0.8 > \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{3.20}{4.95} = 0.65 \leq 1.25$  condition non vérifiée

4. la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

➤ **Méthode de Caquot minoré**

Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

**Conclusion :**

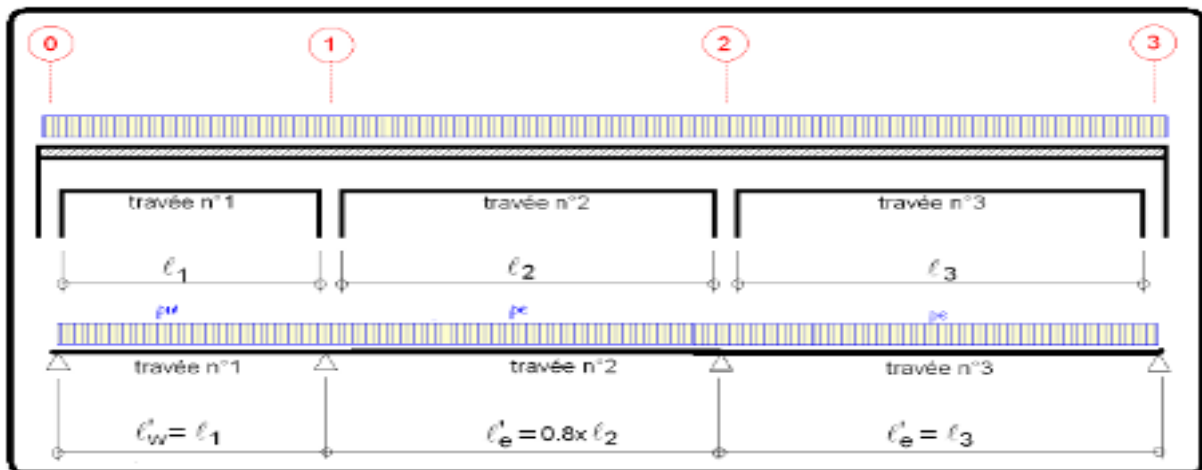
La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour le type 01 car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée ; donc ce type de poutrelle sera étudié par la méthode de Caquot minoré.

Les types 2, 3, 4, et 5 seront étudiés comme des poutres à une travée.

**III.2.4.2 Principe des méthodes choisies :**

➤ **Principe de la méthode de Caquot :**

- On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur  $l'_w$  et  $l'_e$ 
  - $l'_w$  ou  $l'_e = 0.8l_i$  pour les travées intermédiaires
  - $l'_w$  ou  $l'_e = l_i$  pour les travées de rives sans console.



Avec : w → gauche et e → la droite

**Fig.III.4 :** les travées fictives

- **Moment sur appuis de rive :**

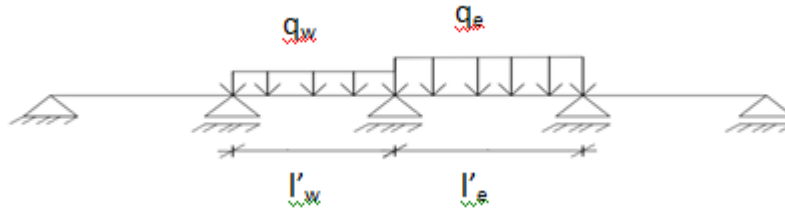
$$M_i = -0.2 M_0$$

$M_0$  : le moment isostatique ( $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$ )

- **Moment sur appuis intermédiaire :**

$$M_i = - \frac{q_w \times l_w^2}{8.5} \times \frac{\frac{l'_w}{I_w}}{\frac{l'_w}{I_w} + \frac{l'_e}{I_e}} - \frac{q_e \times l_e^2}{8.5} \times \frac{\frac{l'_e}{I_e}}{\frac{l'_w}{I_w} + \frac{l'_e}{I_e}}$$

$$M_i = - \frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5 (l'_w + l'_e)} \quad (\text{dans le cas ou } I_e = I_w)$$



**Fig.III.5 :** Schéma statique d'une poutre continue.

- **Recherche des abscisses de moments :** ( la formule valable uniquement pour des charges uniformes réparties.)

$$X_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_e + M_w}{q \times l}$$

$X_0$  : abscisse relatif de  $M_t$

$M_e$  et  $M_w$  : moment sur appui en valeur algébrique.

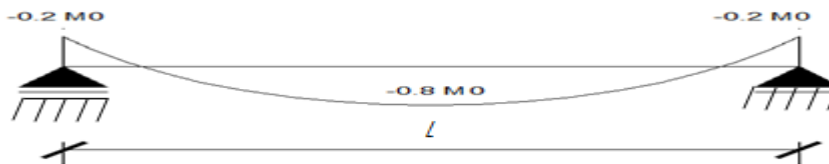
- **Moment on travée :**

$$M_{t \max}(X_0) = \frac{q \times l \times X_0}{2} - \frac{q \times X_0^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{X_0}{l}\right) + M_e \times \left(\frac{X_0}{l}\right)$$

- **L'effort tranchant**

$$T = \pm \frac{q \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

➤ **Principe de calcul d'une poutre simplement appuyée :**



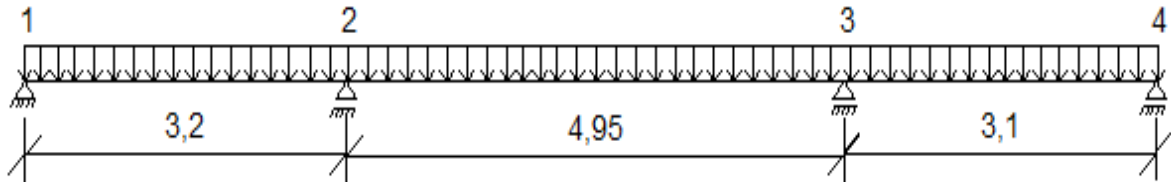
**Fig.III.6 :** Schéma statique d'une poutre simplement appuyée.

- **Moment de flexion :**  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$
- **Moment fléchissant en appuis :**  $M_a = - 0.2 \times M_0$
- **Moment fléchissant en travée :**  $M_t = 0.8 \times M_0$

- L'effort tranchant :  $T = \frac{q \times l}{2}$

### III.2.5. Exemple de calcul des poutrelles :

**Type 1** : on applique la méthode de Caquot minoré pour le plancher terrasse :



**Fig.III.7** : Schéma statique d'une poutre de type 1 .

La méthode de travail reste la même que celle de la méthode de Caquot sauf qu'il faut prendre 2/3 de la charge permanente  $g$

#### a) Moment fléchissant en appuis :

La charge ultime réduite :  $q_u^r = [1.35 \times (\frac{2}{3} \times 7.33) + 1.5 \times 1] \times 0.6 = 4.86 \text{ KN/ml}$ .

La charge de service réduite :  $q_s^r = [(\frac{2}{3} \times 7.33) + 1] \times 0.6 = 3.53 \text{ KN/ml}$

Le moment d'inertie :  $I_y = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I_1 = I_2 = I_3 = \frac{0.12 \times 0.2^3}{12} = 0.00008 \text{ m}^4$

Les travées fictives :  $l'_1 = l_1 = 3.2 \text{ m}$

$$l'_2 = 0.8 \cdot l_2 = 0.8 \times 4.95 = 3.96 \text{ m}$$

$$l'_3 = l_3 = 3.1 \text{ m}$$

- Appuis de rives : appuis (1) et (4)

#### ➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_1 = -0.2 \times \frac{q_u^r \times l_1^2}{8} = -0.2 \times \frac{4.86 \times (3.2)^2}{8} \Rightarrow M_1 = -1.24 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0.2 \times \frac{q_u^r \times l_3^2}{8} = -0.2 \times \frac{4.86 \times (3.1)^2}{8} \Rightarrow M_4 = -1.17 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_1 = -0.2 \times \frac{q_s^r \times l_1^2}{8} = -0.2 \times \frac{3.53 \times (3.2)^2}{8} \Rightarrow M_1 = -0.9 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0.2 \times \frac{q_s^r \times l_3^2}{8} = -0.2 \times \frac{3.53 \times (3.1)^2}{8} \Rightarrow M_4 = -0.85 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires** : appuis (2) et (3)

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_i = - \frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5 (l'_w + l'_e)}$$

$$M_2 = - \frac{q_u^r \times l_1^3 + q_u^r \times l_2^3}{8.5(l_1 + l_2)} \times \Rightarrow M_2 = - \frac{4.86 \times 3.2^3 + 4.86 \times 3.96^3}{8.5(3.2 + 3.96)}$$

$$\Rightarrow M_2 = -7.57 \text{ KN.m}$$

De la même manière :  $M_3 = -7.44 \text{ KN.m}$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_2 = - \frac{q_{\text{ser}}^r \times l_1^3 + q_{\text{ser}}^r \times l_2^3}{8.5(l_1 + l_2)} \times \Rightarrow M_2 = - \frac{3.53 \times 3.2^3 + 3.53 \times 3.96^3}{8.5(3.2 + 3.96)}$$

$$\Rightarrow M_2 = -5.51 \text{ KN.m}$$

De la même manière :  $M_3 = -5.41 \text{ KN.m}$

b) **calcul de l'abscisse de  $M_t$  maximum ( $x_0$ ) :**

$$X_0 = \frac{l_i}{2} + \frac{M_e - M_w}{q^r \times l_i}$$

Travée de rive (1-2) :

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

$$X_0 = \frac{l_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{q_u^r \times l_1} = \frac{3.2}{2} + \frac{-7.57 + 1.24}{4.86 \times 3.2}$$

$$\Rightarrow X_0 = 1.19 \text{ m}$$

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

$$X_0 = \frac{l_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{q_s^r \times l_1} = \frac{3.2}{2} + \frac{-5.51 + 0.90}{3.53 \times 3.2}$$

$$\Rightarrow X_0 = 1.19 \text{ m}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des calculs de l'abscisse de  $M_t$  maximum ( $x_0$ ) sont donnée dans le **tableau III.2**.

c) Moment fléchissant en travées :

$$M_{t \max}(X_0) = \frac{q^r \times l_i \times X_0}{2} - \frac{q^r \times X_0^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{X_0}{l_i}\right) + M_e \times \left(\frac{X_0}{l_i}\right)$$

Travée de rive ( 1-2) :

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

$$\begin{aligned} M_{t1 \max}^u(X_0) &= \frac{q_u^r \times l_1 \times X_0}{2} - \frac{q_u^r \times X_0^2}{2} + M_1^u \times \left(1 - \frac{X_0}{l_1}\right) + M_2^u \times \left(\frac{X_0}{l_1}\right) \\ &= \frac{4.86 \times 3.20 \times 1.19}{2} - \frac{4.86 \times 1.19^2}{2} - 1.24 \times \left(1 - \frac{1.19}{3.20}\right) - 7.57 \times \left(\frac{1.19}{3.2}\right) \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_{t1 \max}^u(X_0) = 2.21 \text{ KN.m}$$

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

$$\begin{aligned} M_{t1 \max}^{ser}(X_0) &= \frac{q_{ser}^r \times l_1 \times X_0}{2} - \frac{q_{ser}^r \times X_0^2}{2} + M_1^{ser} \times \left(1 - \frac{X_0}{l_1}\right) + M_2^{ser} \times \left(\frac{X_0}{l_1}\right) \\ &= \frac{3.53 \times 3.20 \times 1.19}{2} - \frac{3.53 \times 1.19^2}{2} - 0.9 \times \left(1 - \frac{1.19}{3.20}\right) - 5.51 \times \left(\frac{1.19}{3.2}\right) \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_{t1 \max}^{ser}(X_0) = 1.61 \text{ KN.m}$$

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le **tableau III.2.**

d) Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \pm \frac{q^r \times l_i}{2} + \frac{M_e - M_w}{l_i}$$

Travée de rive (1-2)

$$T_1 = \pm \frac{q_u^r \times l_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{3.2} = \pm \frac{4.86 \times 3.2}{2} + \frac{-7.57 + 1.24}{3.2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{gouche} = 5.80 \text{ KN} \\ T_{droite} = -9.75 \text{ KN} \end{cases}$$

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

**Tableau III.2 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et l'abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) :

$X_0$  : l'abscisse pour lequel les moments en travée est maximum.

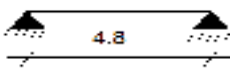
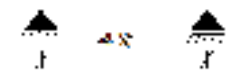
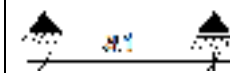
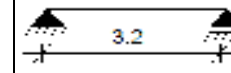
Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis M [KN,m]		Travée	L'abscisses $X_0$ [ m]		Moment en travée Mt[KN,m]		Effort tranchant [KN]				
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS		
CCC	1	- 1.24	- 0.9							Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	1.19	1.19	2.21	1.61	5.80	- 9.75	4.21	- 7.09	
	2	- 7.57	- 5.51	2	2.48	2.48	7.37	5.36	12.05	- 12.00	8.76	- 8.72	
				3	- 7.44	- 5.41	3	1.97	1.97	1.95	1.42	9.55	- 5.51
	4	- 1.17	- 0.85										
DCD	1	- 1.01	- 0.75							Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	1.12	1.13	1.47	1.11	4.43	- 8.23	3.31	- 6.08	
	2	- 7.09	- 5.18	2	2.48	2.48	<b>7.84</b>	<b>5.67</b>	12.04	- 12.00	8.76	- 8.73	
				3	- 6.99	- 5.11	3	2.04	2.03	1.26	0.96	8.08	- 4.19
	4	- 0.95	- 0.70										
CDC	1	- 1.24	- 0.9							Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	1.25	1.25	2.56	1.84	6.08	- 9.46	4.40	- 6.90	
	2	- 6.65	- 4.89	2	2.48	2.48	5.54	4.14	9.83	- 9.77	7.28	- 7.24	
				3	- 6.51	- 4.79	3	1.90	1.91	2.30	1.65	9.25	- 5.81
	4	- 1.17	- 0.85										

									Gauche	Droite	Gauche	Droite	
CCD	1	- 1.24	- 0.9	1	1.19	1.19	2.21	1.61	5.80	- 9.75	4.21	- 7.09	
	2	- 7.57	- 5.51	2	2.50	2.50	7.60	5.51	<b>12.14</b>	- 11.91	<b>8.82</b>	- 8.66	
	3	- 6.99	- 5.11	3	2.04	2.03	1.26	0.96	8.08	- 4.19	5.97	- 3.12	
	4	- 0.95	- 0.70										
DCC	1	- 1.01	- 0.75	1	1.12	1.13	1.47	1.11	4.43	- 8.23	3.31	- 6.08	
	2	- 7.09	- 5.18	2	2.46	2.46	7.62	5.52	11.95	- 12.09	8.70	- 8.79	
	3	- 7.44	- 4.41	3	1.97	1.97	1.95	1.42	9.55	- 5.51	6.95	- 4.00	
	4	- 1.17	- 0.85										

### Type 2, 3, 4 et 5 :

Les quatre types sont calculés comme des poutres simplement appuyées et les différentes sollicitations du chaque type sont regroupées dans le tableau **III.3** :

**Tableau III. 3 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et l'abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) pour les types 2, 3, 4 et 5 :

Type de poutrelles			2	3	4	5
Travée ( l en m )						
ELU	Moment de fléchissant d'une poutrelle [KN.m]	$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.837 \times l^2}{8}$	19.690	15.075	8.213	8.751
	Moment fléchissant en appuis [KN.m]	$M_a = -0.2 \times M_0$	-3.938	-3.015	-1.643	-1.750
	Moment fléchissant en travée [KN.m]	$M_t = 0.8 \times M_0$	<b>15.752</b>	12.060	6.570	7.001
	L'effort tranchant [KN]	$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{6.837 \times l}{2}$	<b>16.409</b>	14.358	10.597	10.939
ELS	Moment de flexion [KN.m]	$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4.998 \times l^2}{8}$	14.394	11.020	6.004	6.397
	Moment fléchissant en appuis [KN.m]	$M_a = -0.2 \times M_0$	-2.879	-2.204	-1.201	-1.279
	Moment fléchissant en travée [KN.m]	$M_t = 0.8 \times M_0$	<b>11.515</b>	8.816	4.803	5.118
	L'effort tranchant [KN]	$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{4.998 \times l}{2}$	11.995	10.496	7.747	7.997

**Tableau III.4:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant

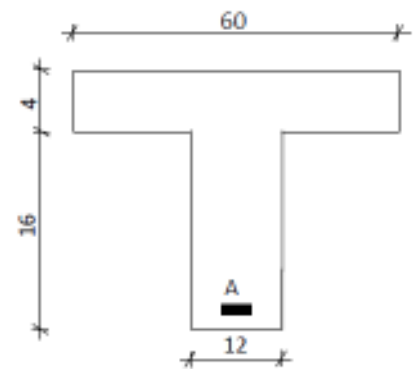
Maximaux:

Types	Moment en appuis [kN,m]		Moment en travées [kN.m]		Effort tranchant [kN]	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	- 7.570	- 5.510	7.84	5.67	12.14	8.82
2	-3.938	-2.879	<b>15.752</b>	<b>11.515</b>	<b>16.409</b>	11.995
3	-3.015	-2.204	12.060	8.816	14.358	10.496
4	-1.643	-1.201	6.570	4.803	10.597	7.747
5	-1.750	-1.279	7.001	5.118	10.939	7.997

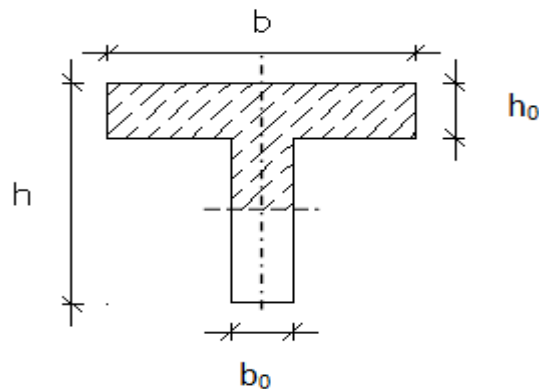
**III.2.6.Ferrailage des poutrelles :****III.2.6.1. Calcul des armatures longitudinales :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**  $M_t^u \max = 15.752 \text{ KN. m}$

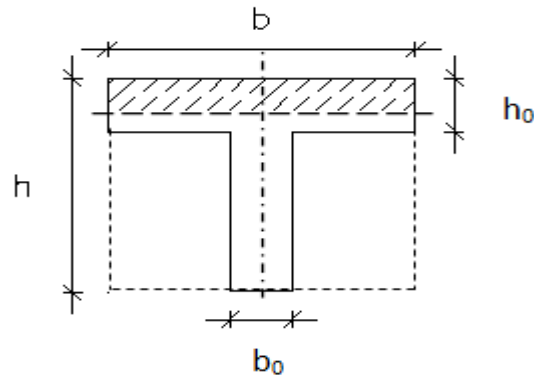
$M_T$  : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

**Fig.III.8 :** Section de la poutrelle.

Si  $M_T < M^{\max}$  : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

**Fig.III.9 :** Section de calcul en "Té".

Si  $M_T > M^{\max}$  : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h)$ .



**Fig.III.10 :** Section de calcul rectangulaire

a) En travée :

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

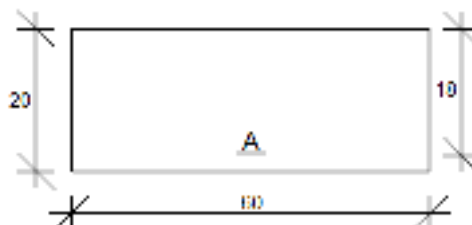
$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow M_T = 54.528 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_T = 54.528 \text{ KN.m} > M_t^u \text{ max} = 15.752 \text{ KN.m}$$

Donc, la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$



**Fig III.11 :** Section de calcul en travée.

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15752}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \quad \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,97$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_{t \max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15752}{348 \times 0,97 \times 18} = 2.59 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

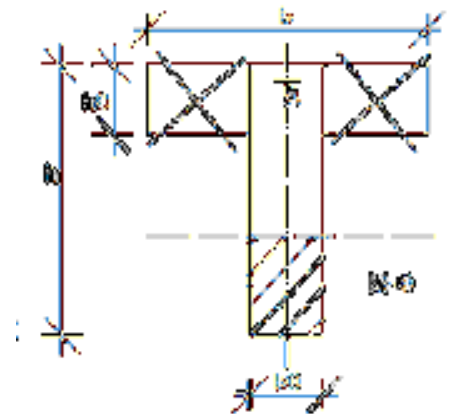
$$A_{t \text{ adopti}}^u = \max(A_t^u, A_{\min}) \Rightarrow A_{t \text{ adopti}}^u = 2.59 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :** 2T10+1T12  $\longrightarrow A_t^u = 2.70 \text{ cm}^2$

### **b) en appuis :**

$$M_a^u \max = - 6.69 \text{ KN. m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .



**Fig III.12:** Section de calcul en appuis

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6690}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0,121$$

$$\mu = 0,121 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,162$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,935$$

- **Détermination des armatures** :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6690}{348 \times 0,935 \times 18} \Rightarrow A_a^u = 1,14 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité** :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_a^u; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1,14 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures** : 1T14  $\longrightarrow$   $A_a^u = 1,54 \text{ cm}^2$

#### ❖ **Vérification à E.L.S** :

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

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

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

❖ En travée :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{15752}{11515} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434$$

$$\alpha = 0.073 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.434 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )  
 $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

❖ En appui :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{-7570}{-5510} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434$$

$$\alpha = 0.073 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.434 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible ( aucune vérification pour  $\sigma_s$  )  
 $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

**III.2.6.2. 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.

$$T_u^{max} = 16.409 \text{ KN}$$

**a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 16409 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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 :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u \text{ de rive}}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 2.70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 16409 + \frac{1250}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

**c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

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

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{ad}} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min( 3,33 ; 4 \text{ MPa} )$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_{ad}} = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{16409}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,75 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$ :****• Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

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

Avec :

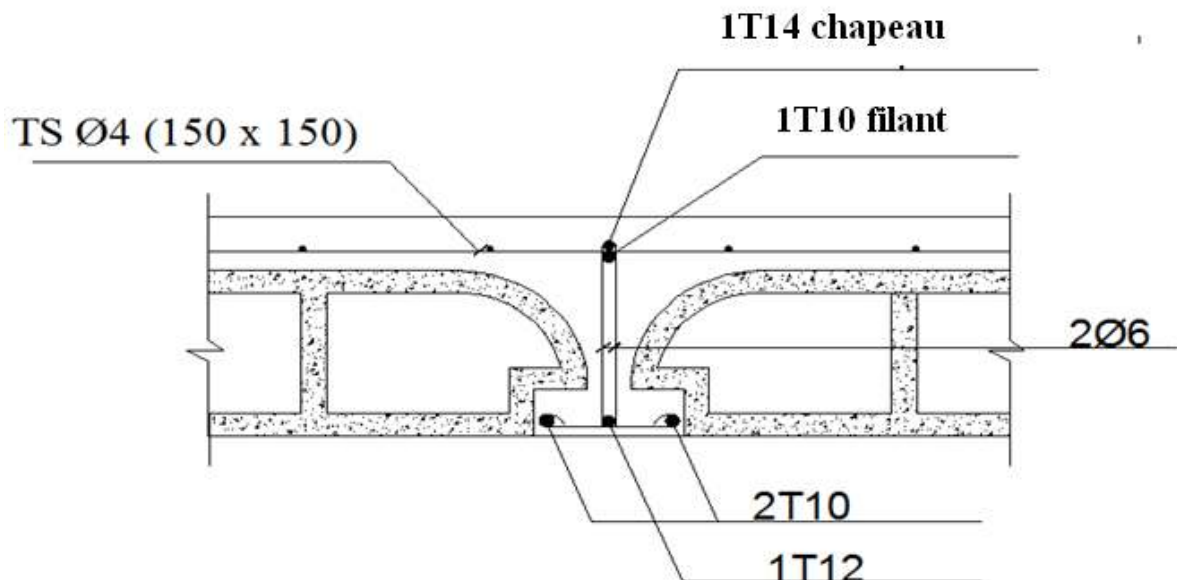
- h : Hauteur totale de la poutrelle.
- $\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.
- $b_0$  : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0.57 ; 1 ; 1.2) = 0.57 \text{ cm}$$

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.13:** coupe transversale d'un plancher à corps creux

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

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 & (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,75 - 0,3 \times 2,1)} = 74,42 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times \sin \alpha \times 0,4} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,91 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min(74,42 ; 16,2 ; 27,91) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm}$ .

**III.2.7. Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

• **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

D'après les règles de CBA93, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{495} = 0,040 < 0,063 \quad \text{Avec } l = 4,95 \text{ m (la plus grande portée)}$$

$\Rightarrow$  (Condition non vérifiée)

$$\bullet \frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Avec : } A \text{ la section des armatures tendue choisie.}$$

**Conclusion**

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

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

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

$f_{ji}$  : La flèche dus a la charges j ;

$f_{pi}$ : La flèche dus a la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 0,6 = 7.33 \times 0.6 = 4.398 \text{ KN/ml}$$

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons, j =g= 4.398 KN/ml (plancher terrasse) et

p : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 0,6 = (7.33 + 1) \times 0,6 = 4.998 \text{ KN/m}$

**a. Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = M_j = 0.71 \times \frac{g \times L^2}{8} = 0.71 \times \frac{4.398 \times 4.95^2}{8} = 9.564 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.71 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0.71 \times \frac{4.998 \times 4.95^2}{8} = 10.869 \text{ KN.m}$$

**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 :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

**c. Calcul des moments d'inertie fictifs :**

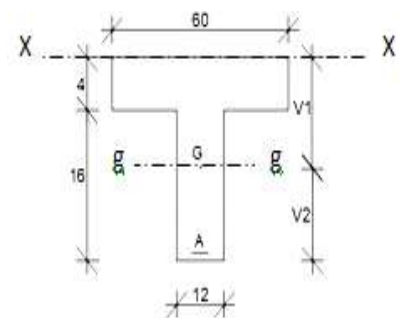
$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

**• Coordonnées du centre de gravité**

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

n : coefficient d'équivalence (n=15)



**Fig III.14:** Section de calcul

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,70 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,70}$$

$$v_1 = 7,43 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm}$$

Donc:

$$\begin{aligned} I_0 &= b \frac{v_1^3}{3} - (b-b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2 \\ &= 60 \times \frac{7.43^3}{3} - (60 - 12) \times \frac{(7.43 - 4)^3}{3} + 4 \times \frac{12.57^3}{3} + 15 \times 2.7 (18 - 7.43)^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow I_0 = 14730 \text{ cm}^4$$

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

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

Avec :

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.70}{12 \times 18} = 1,250 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,8495$$

Avec :

$\rho$ : le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_{sg} = \sigma_{sj} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{9564}{2.70 \times 0,8495 \times 18} = 231.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{10869}{2.70 \times 0,8495 \times 18} = 263.3 \text{ MPa}$$

**e. Calcul de:  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,0125 \times 231.7 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = \mu_g = 0.849$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,0125 \times 263.3 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0,468$$

**f. Calcul des moments d'inerties fictifs :**

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

Avec

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0125} = 3.23$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0125} = 1.29$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 14730}{1 + 3.23 \times 0.849} = 4329.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 14730}{1 + 1.29 \times 0.849} = 7733.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 14730}{1 + 3.23 \times 0,468} = 6451.16 \text{ cm}^4$$

**g. Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{9564 \times 4.95^2 \times 10^4}{10 \times 10819 \times 7733.35} = 2.80 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{9564 \times 4.95^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 4329.73} = 1.68 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{10869 \times 4.95^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 6451.16} = 1.28 \text{ cm}$$

**h. La flèche totale**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (2.80 - 1.68) + (1.28 - 1.68) \Rightarrow \Delta_{ft} = 0.72 \text{ cm}$$

**i. La flèche admissible :**

$$l = 4,95 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0.72 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,99 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

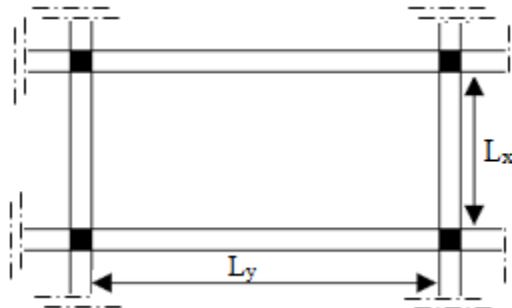
**III.3 -Plancher à dalle pleine :**

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 encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

**III.3.1-Méthode de calcul :**

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

- ❖ Si  $\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \\ \text{La charge est uniformément répartie} \end{array} \right. \Rightarrow$  La dalle porte suivant une seule direction
- ❖ Si  $\left\{ \begin{array}{l} 0.4 \leq \rho \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément répartie} \end{array} \right. \Rightarrow$  La dalle porte suivant les deux directions
- ❖ Si : On a une charge concentrée  $\Rightarrow$  La dalle porte suivant deux directions quelque soit la valeur de  $\rho$ .



**Fig.III.15:** Dimensions d'un panneau de dalle.

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre. II**)  $\Rightarrow$  et leur calcul se fera en flexion simple.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [BAEL91]

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec : } h_d = 18 \text{ cm.} \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{18}{10} = 1.8 \text{ cm}$$

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

❖ **Calcul de l'enrobage :**

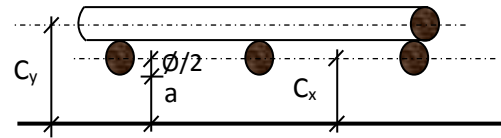
La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{mm} = 15 \text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2}) \text{mm} = 25 \text{mm} \end{cases}$$

❖ **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 18 - 1.5 = 16.5 \text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 18 - 2.5 = 15.5 \text{cm}$$



**Fig.III.16 :** Enrobage

**III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations :**

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

$$G = 6.69 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 ;$$

**a. Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 6.69 + 1.5 \times 2.5 = 12.78 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $\overline{q_u} = q_u \times 1.00 = 12.78 \text{ kN/mL}$ .

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

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

$$q_{ser} = 6.69 + 2.5 = 9.19 \text{ N/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 9.19 \text{ KN/mL}$ .

**b. Calcul des sollicitations :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \overline{q_{ser}} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu)$

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \quad \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{array} \right.$$

c. **Mode d'encastrement** : s'il y a continuité sur un ou plusieurs cotés du panneau, on fait d'abord le calcul des moments dans le panneau comme s'il était simplement appuyé : soit ( $M_x$  ;  $M_y$ ). Par la suite, on établit les réductions suivantes :

➤ Panneau de dalle continu au delà de ces appuis :

a. En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

b. En appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

➤ Panneau de dalle dont au moins un appui peut assuré un encastrement partiel :

a. En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

b. En appuis intermédiaires

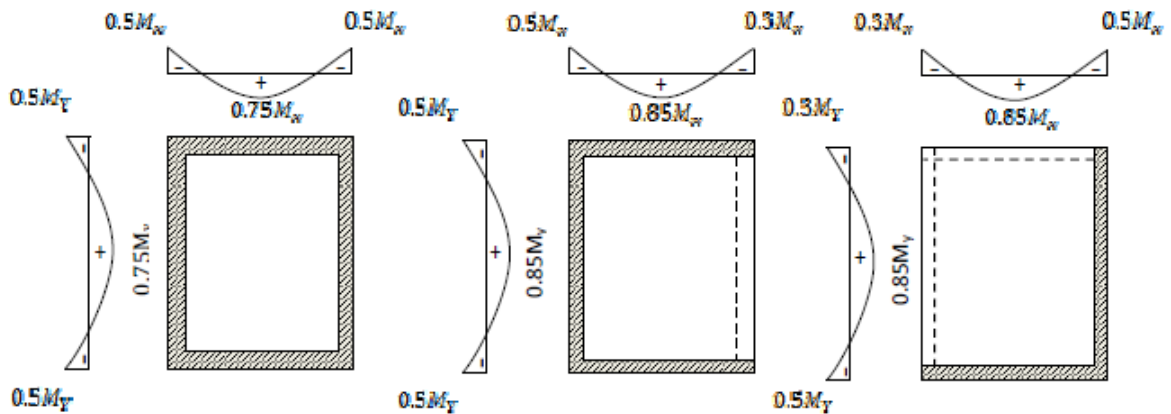
$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y$$

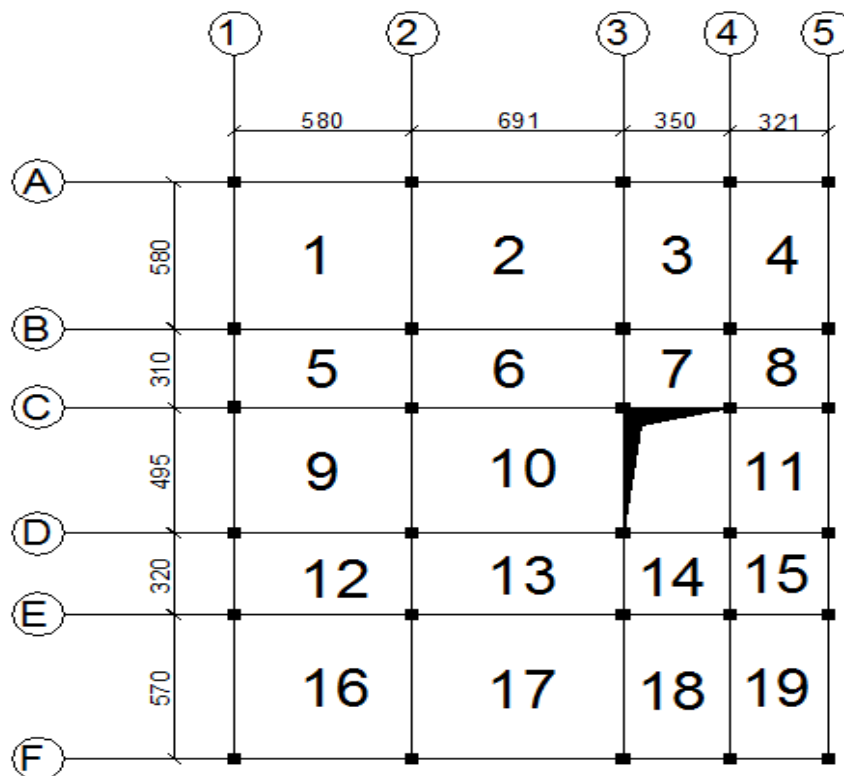
c. En appuis de rives :

$$M_{rx} = 0.3 M_x$$

$$M_{ry} = 0.3 M_y$$



**Fig III . 17 :** Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant



**Fig III . 18 :** panneaux de notre structure

- **Types 01 :** Les panneaux de dalle continu au delà de leurs appuis : 6 , 7 , 10 , 13 et 14
- **Types 02 :** Les panneaux de rive dont au moins un appui peut assuré un encastrement partiel : 1 , 2 , 3 , 4 , 5 , 8 , 9 , 11 , 12 , 15 , 16 , 17 , 18 et 19

**d. Exemple de calcul :**

le panneau 1 est un panneau de rive dont au moins un appui peut assuré un encastrement partiel .

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\rho = \frac{L_{x1}}{L_{y1}} = \frac{5.5}{5.5} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_{x1}^u = 0.0368 \\ \mu_{y1}^u = 1 \end{cases}$$

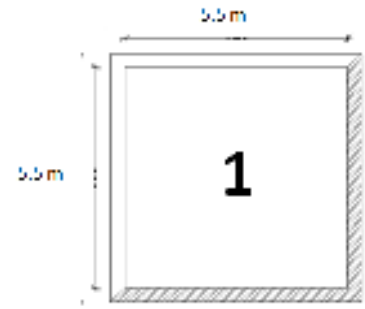


Fig III. 19 : le panneaux 1.

$$\begin{cases} M_{x1}^u = \mu_{x1}^u \times \bar{q}_u \times l_{x1}^2 = 0.0368 \times 12.78 \times 5.5^2 = 14.2267 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^u = \mu_{y1}^u \times M_{x1}^u = 1 \times 14.2267 = 14.2267 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Moment en travée :**

$$Mt_{x1}^u = 0.85 \cdot M_{x1}^u = 0.85 \times 14.2267 = 12.0927 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{y1}^u = 0.85 \cdot M_{y1}^u = 0.85 \times 14.2267 = 12.0927 \text{ KN.m}$$

**b. Moment en appuis intermédiaires**

$$Ma_{x1}^u = 0.5 \cdot M_{x1}^u = 0.5 \times 14.2267 = 7.1134 \text{ KN.m}$$

$$Ma_{y1}^u = 0.5 \cdot M_{y1}^u = 0.5 \times 14.2267 = 7.1134 \text{ KN.m}$$

**c. Moment en appuis de rives :**

$$Mar_{x1}^u = 0.3 \cdot M_{x1}^u = 0.3 \times 14.2267 = 4.2680 \text{ KN.m}$$

$$Mar_{y1}^u = 0.3 \cdot M_{y1}^u = 0.3 \times 14.2267 = 4.2680 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = \frac{L_{x1}}{L_{y1}} = \frac{5.5}{5.5} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_{x1}^{ser} = 0.0441 \\ \mu_{y1}^{ser} = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1}^{ser} = \mu_{x1}^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_{x1}^2 = 0.0441 \times 9.19 \times 5.5^2 = 12.2697 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^{ser} = \mu_{y1}^{ser} \times M_{x1}^{ser} = 1 \times 11.5927 = 12.2597 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Moment en travée :**

$$Mt_{x1}^{ser} = 0.85 \cdot M_{x1}^{ser} = 0.85 \times 12.2597 = 10.4207 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{y1}^{ser} = 0.85 \cdot M_{y1}^{ser} = 0.85 \times 12.2597 = 10.4207 \text{ KN.m}$$

**b. Moment en appuis intermédiaires**

$$Ma_{x1}^{ser} = 0.5 \cdot M_{x1}^{ser} = 0.5 \times 12.2597 = 6.1299 \text{ KN.m}$$

$$Ma_{y1}^{ser} = 0.5 \cdot M_{y1}^{ser} = 0.5 \times 12.2597 = 6.1299 \text{ KN.m}$$

**c. Moment en appuis de rives :**

$$Mar_{x1}^{ser} = 0.3 \cdot M_{x1}^{ser} = 0.3 \times 12.2597 = 3.6779 \text{ KN.m}$$

$$Mar_{y1}^{ser} = 0.3 \cdot M_{y1}^{ser} = 0.3 \times 12.2597 = 3.6779 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.5:** Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du haut du sous sol en ELU :

				ELU $\nu=0$									
panneaux	Lx	Ly	$\rho=Lx/Ly$	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx	Ma <sub>1x</sub>	Ma <sub>2x</sub>	Mtx	My	Ma <sub>1y</sub>	Ma <sub>2y</sub>	Mty
1	5,5	5,5	1,00	0,0368	1,0000	14,2267	7,1133	4,2680	12,0927	14,2267	<b>7,1133</b>	4,2680	<b>12,0927</b>
2	5,5	6,6	0,83	0,0528	0,6494	20,4122	<b>10,2061</b>	<b>10,2061</b>	<b>17,3504</b>	13,2557	6,6278	3,9767	11,2673
3	3,2	5,5	0,58	0,0851	0,2703	11,1368	5,5684	5,5684	9,4663	3,0103	1,5051	0,9031	2,5587
4	2,9	5,5	0,53	0,0922	0,2500	9,9096	4,9548	2,9729	8,4232	2,4774	1,2387	0,7432	2,1058
5	2,8	5,5	0,51	0,0951	0,2500	9,5286	4,7643	2,8586	8,0993	2,3821	1,1911	1,1911	2,0248
6	2,8	6,6	0,42	0,1075	0,2500	10,7710	3,9555		8,0782	2,6927	1,3464		2,0196
7	2,8	3,2	0,88	0,0476	0,7438	4,7693	2,3846		3,5770	3,5474	1,7737		2,6605
8	2,8	2,9	0,97	0,0392	0,9322	3,9277	1,9638	1,1783	3,3385	3,6614	1,8307	1,8307	3,1122
9	4,65	5,5	0,85	0,0506	0,6864	13,9826	6,9913	4,1948	11,8852	9,5976	4,7988	4,7988	8,1580
10	4,65	6,6	0,70	0,0684	0,4320	18,9014	9,4507		14,1760	8,1654	4,0827		6,1240
11	2,9	4,65	0,62	0,0794	0,4181	8,5339	4,2669	2,5602	7,2538	2,7351	1,3676	1,3676	2,3248
12	2,9	5,5	0,53	0,0922	0,3205	9,9096	4,9548	2,9729	8,4232	2,4774	1,2387	1,2387	2,1058
13	2,9	6,6	0,44	0,1049	0,2500	11,2746	5,6373		8,4560	2,8187	1,4093		2,1140
14	2,9	3,2	0,91	0,0447	0,2500	4,8043	2,4022		3,6033	3,8608	1,9304		2,8956
15	2,9	2,9	1,00	0,0368	0,8036	3,9553	1,9776	1,1866	3,3620	3,9553	1,9776	1,9776	3,3620
16	5,4	5,5	0,98	0,0384	1,0000	14,3103	7,1552	4,2931	12,1638	13,6592	6,8296	4,0978	11,6103
17	5,4	6,6	0,82	0,0539	0,9545	20,0866	10,0433	10,0433	17,0736	12,6807	6,3403	3,8042	10,7786
18	3,2	5,4	0,59	0,0836	0,6313	10,9405	5,4702	5,4702	9,2994	3,0874	1,5437	0,9262	2,6243
19	2,9	5,4	0,54	0,0908	0,2822	9,7592	4,8796	2,9277	8,2953	2,4398	1,2199	0,7319	2,0738

L: [m]

M:[KN.m]

**Tableau III.6:** Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du haut du sous sol en ELS :

panneaux	Lx	Ly	$\rho = Lx/Ly$	ELS $v=0,2$									
				$\mu_x$	$\mu_y$	Mx	Ma1x	Ma2x	Mtx	My	Ma1y	Ma2y	Mty
1	5,5	5,5	1,00	0,0441	1	12,2597	6,1298	3,6779	10,4207	12,2597	6,1298	3,6779	10,4207
2	5,5	6,6	0,83	0,0596	0,7518	16,5687	<b>8,2843</b>	<b>8,2843</b>	<b>14,0834</b>	12,4563	<b>6,2282</b>	3,7369	<b>10,5879</b>
3	3,2	5,5	0,58	0,0897	0,4462	8,4413	4,2206	2,5324	7,1751	3,7665	1,8832	1,1299	3,2015
4	2,9	5,5	0,53	0,0961	0,3949	7,4274	3,7137	2,2282	6,3133	2,9331	1,4665	0,8799	2,4931
5	2,8	5,5	0,51	0,0987	0,3758	7,1113	3,5556	2,1334	6,0446	2,6724	1,3362	1,3362	2,2716
6	2,8	6,6	0,42	0,1098	0,3000	7,9110	3,9555		5,9333	2,3733	1,1867		1,7800
7	2,8	3,2	0,88	0,0546	0,8216	3,9339	1,9670		2,9504	3,2321	1,6160		2,4241
8	2,8	2,9	0,97	0,0465	0,9543	3,3503	1,6752	1,0051	2,8478	3,1972	1,5986	1,5986	2,7176
9	4,65	5,5	0,85	0,0576	0,7794	11,4457	5,7229	3,4337	9,7289	8,9208	4,4604	4,4604	7,5827
10	4,65	6,6	0,70	0,0743	0,5817	14,7642	7,3821		11,0732	8,5883	4,2942		6,4413
11	2,9	4,65	0,62	0,0844	0,4892	6,5231	3,2615	1,9569	5,5446	3,1911	1,5955	1,5955	2,7124
12	2,9	5,5	0,53	0,0961	0,3949	7,4274	3,7137	2,2282	6,3133	2,9331	1,4665	1,4665	2,4931
13	2,9	6,6	0,44	0,1075	0,3155	8,3084	4,1542		6,2313	2,6213	1,3107		1,9660
14	2,9	3,2	0,91	0,0518	0,8646	4,0035	2,0018		3,0026	3,4614	1,7307		2,5961
15	2,9	2,9	1,00	0,0441	1,0000	3,4084	1,7042	1,0225	2,8971	3,4084	1,7042	1,7042	2,8971
16	5,4	5,5	0,98	0,0457	0,9694	12,2467	6,1234	3,6740	10,4097	11,8720	5,9360	3,5616	10,0912
17	5,4	6,6	0,82	0,0607	0,7381	16,2664	8,1332	8,1332	13,8264	12,0062	6,0031	6,0031	10,2053
18	3,2	5,4	0,59	0,0884	0,4565	8,3189	4,1595	4,1595	7,0711	3,7976	1,8988	1,1393	3,2280
19	2,9	5,4	0,54	0,0948	0,4050	7,3269	3,6634	2,1981	6,2279	2,9674	1,4837	0,8902	2,5223

L: [m]

M:[KN.m]

**Tableau III.7 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales :

Planchers	Sens	ELU		ELS	
		M <sub>appuis</sub> [kN.m]	M <sub>travées</sub> [kN.m]	M <sub>appuis</sub> [kN.m]	M <sub>travées</sub> [kN.m]
Haut de sous sol	Sens X-X	10,2061	17,3504	8,2843	14,0834
	Sens Y-Y	7,1133	12,0927	6,2282	10,5879

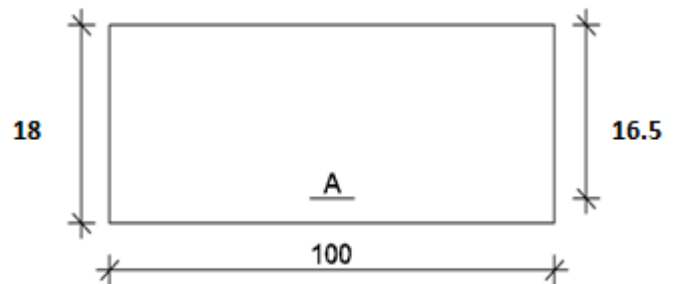
**III.3.3 - Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

❖ **Sens X-X :**

a. **En travées :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$M_{tx}^u \text{ max} = 17.3504 \text{ KN. m}$



**Fig III.18 :** Section de calcul en travée (x-x)

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17350.4}{14.2 \times 100 \times 16.5^2} = 0,045$$

$\mu = 0,045 < \mu_l = 0,392$  (acier FeE400)

$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \quad \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,058$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u \text{ max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17350.4}{348 \times 0.98 \times 16.5} = 3.08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 18 \Rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{tx}^u = \max(A_{tx}^u \text{ cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{tx}^u = 3.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :** 4 T10/ml  $\longrightarrow A_t^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{tx}^s = 14.0834 \text{ KN.m}$$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire sans A'} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{17.4408}{14.0834} = 1,24$$

$$\alpha = 0,058 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Fissuration peu nuisible

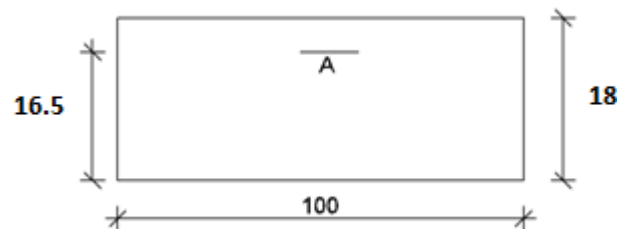
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues}$

b. **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\text{Max } M_{ax}^u = 10.2061 \text{ KN. m}$$



**Fig III.19 :** Section de calcul en appuis (x-x)

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10206.1}{14.2 \times 100 \times 16.5^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^{u \max}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10206.1}{348 \times 0.99 \times 16.5} = 1.80 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 18 \Rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax}^u = \max(A_{ax}^{u \text{ cal}}; A_{min}) \Rightarrow A_{ax}^u = 1.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement maximal des armatures :**

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

• **Choix des armatures :** 4T10  $\longrightarrow$   $A_a^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$M_{ax}^s = 8.2843 \text{ KN.m}$$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire sans A'} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{10.2061}{8.2843} = 1,23$$

$$\alpha = 0,041 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,365 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Fissuration peu nuisible

(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

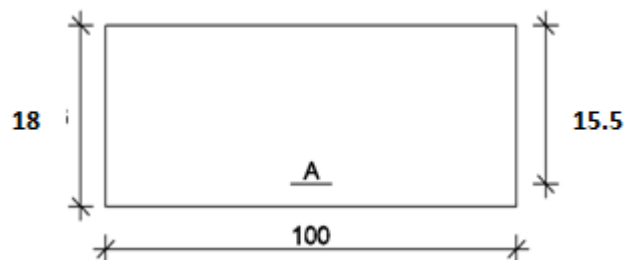
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues}$$

❖ **Sens Y-Y :**

a. **En travées :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ty}^u \max = 12.0927 \text{ KN. m}$$



**Fig III.20 :** Section de calcul en travée (y-y)

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

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12092.7}{14.2 \times 100 \times 15.5^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u \max}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12092.7}{348 \times 0.98 \times 15.5} = 2.29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 18 \Rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty}^u = \max(A_{ty}^u \text{ cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{ty}^u = 2.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures : 4 T10**  $\longrightarrow A_t^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

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

$$M_{ty}^s = 10.5879 \text{ KN.m}$$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire sans A'} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{12.0927}{10.5879} = 1,14$$

$$\alpha = 0,045 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,320 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Fissuration peu nuisible

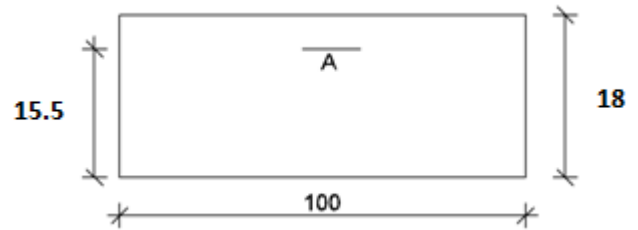
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(aucune vérification pour } \sigma_s \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues}$$

**b. En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$M_{ay}^u = 7.1133 \text{ KN.m}$



**Fig III.21 :** Section de calcul en appuis (y-y)

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

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7113.3}{14.2 \times 100 \times 15.5^2} = 0,021$$

$\mu = 0,021 < \mu_l = 0,392$  (acier FeE400)

$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,027$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7113.3}{348 \times 0,989 \times 15.5} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 18 \Rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ay}^u = \max(A_{ay}^u \text{ cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{ay}^u = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Espacement maximal des armatures :**

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

• **Choix des armatures :** 4 T10  $\longrightarrow A_a^u = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$M_{ay}^s = 5.2282 \text{ KN.m}$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire sans A'} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_c 28$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{7.1133}{6.2282} = 1,14$$

$$\alpha = 0,027 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,320 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Fissuration peu nuisible

(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues

### III.3.4 - Vérification des contraintes de cisaillement :

- $T_u$  max :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} T_u = \max (T_x^u ; T_y^u)$$

Le panneau le plus sollicité est le **panneau 2**  $\Rightarrow (5.5 \times 6.6) m^2$  :

$$T_x^u = \frac{12.78 \times 5.5}{2} \times \frac{6.6^4}{6.6^4 + 5.5^4} = 23.71 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{12.78 \times 6.6}{2} \times \frac{5.5^4}{5.5^4 + 6.6^4} = 13.72 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = \max (T_x^u ; T_y^u) \Rightarrow T_u = 23.71 \text{ KN/ml}$$

- Calcul  $\tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \times \frac{23710}{(100 \times 16.5) \times 100} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$-\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

-Il n'y a pas de reprise de bétonnage

}  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.5-vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

- $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{lx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$

- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{18}{5.5 \times 100} = 0.033 < \frac{M_{tx}^{ser}}{20 \times M_x^{ser}} = \frac{14.0834}{20 \times 16.5687} = 0.043 \Rightarrow (\text{Condition non vérifiée})$$

$$\rho = \frac{3.14}{100 \times 16.5} = 0.0019 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

### Conclusion

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

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

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 6.69 \times 1 = 6.69 \text{ KN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons,

$$j = (g - 75) \times 1 = (6.69 - 1) \times 1 = 5.69 \text{ KN/mL}$$

p : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 1 = (6.69 + 2.5) \times 1 = 9.19 \text{ KN/m}$

#### a. Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x^{ser} \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0596 \times 6.69 \times 5.5^2 = 10.2522 \text{ KN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.85 \times \mu_x^{ser} \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0596 \times 5.69 \times 5.5^2 = 8.7197 \text{ KN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_x^{ser} \times p \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0596 \times 9.19 \times 5.5^2 = 14.0834 \text{ KN.m}$$

#### 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 :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

#### c. Calcul des moments d'inertie fictifs :

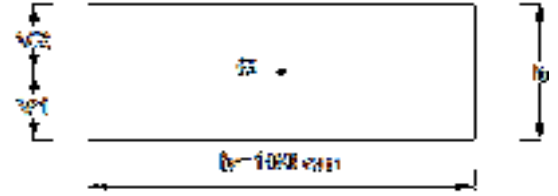
$$I_f = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité**

$$v_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \Rightarrow v_1 = \frac{100 \times 18 \times 9 + 15 \times 3.14 \times 1.5}{100 \times 18 + 15 \times 3.14} \Rightarrow v_1 = 8.81 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 18 - 8.81 = 9.19 \text{ cm}$$



**Fig III.22:** Section de calcul

Donc:

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} + b \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A (v_1 - C_x)^2 = 100 \frac{8.81^3}{3} + 100 \times \frac{9.19^3}{3} + 15 \times 3.14 (8.81 - 1.5)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 51181.82 \text{ cm}^4$$

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

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

Avec :

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3.14}{100 \times 16.5} = 0,190 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,8189$$

Avec :

$\rho$ : le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times d_x} = \frac{10252.2}{3.14 \times 0,8189 \times 16.5} = 241.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times d_x} = \frac{8719.7}{3.14 \times 0,8189 \times 16.5} = 205.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times d_x} = \frac{14083.4}{3.14 \times 0,8189 \times 16.5} = 331.94 \text{ MPa}$$

**e. Calcul de:  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,0019 \times 241.64 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.066$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,0019 \times 205.52 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = -0.004$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,0019 \times 331.94 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0,205$$

**f. Calcul des moments d'inerties fictifs :**

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

Avec

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2.1}{5 \times 0,0019} = 11.05$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2.1}{5 \times 0,0019} = 4.42$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 51181.82}{1 + 11.05 \times 0.066} = 32556.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 51181.82}{1 + 4.42 \times 0.066} = 43585.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 51181.82}{1 + 11.05 \times (-0.004)} = 58903.54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 51181.82}{1 + 11.05 \times 0,205} = 17242.17 \text{ cm}^4$$

**g. Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{10252.2 \times 5.5^2 \times 10^4}{10 \times 10819 \times 43585.30} = 0.66 \text{ cm} \quad 0.6577$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{10252.2 \times 5.5^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 32556.53} = 0.30 \text{ cm} \quad 0.2962$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{8719.7 \times 5.5^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 58903.54} = 0.14 \text{ cm} \quad 0.1392$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{14083.4 \times 5.5^2 \times 10^4}{10 \times 32164 \times 17242.17} = 0.77 \text{ cm} \quad 0.7682$$

#### h. La flèche totale

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0.66 - 0.14) + (0.77 - 0.30) \Rightarrow \Delta_{ft} = 0.99 \text{ cm}$$

#### i. La flèche admissible :

$$l = 5.5 \text{ m} > 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta_{ft\max} = \frac{L}{1000} + 0.5 = \frac{550}{1000} + 0.5 = 1.05 \text{ cm}$$

Donc :  $\Delta_{ft} = 0.99 \text{ cm} < \Delta_{ft\max} = 1.05 \text{ cm} \Rightarrow$  **La flèche est vérifiée.**

**Tableau III.8 :** Tableau récapitulatif de ferrailage de la dalle pleine du niveau haut du sous-sol :

Planchers	Sens	Moment à l'ELU [kN.m]		Moment à l'ELS [kN.m]		A <sub>max</sub> [cm <sup>2</sup> ]		Choix des armatures	
		M <sub>appuis</sub>	M <sub>travées</sub>	M <sub>appuis</sub>	M <sub>travées</sub>	A <sub>appuis</sub>	A <sub>travées</sub>	A <sub>appuis</sub>	A <sub>travées</sub>
Haut de sous sol	X-X	10,2061	17,3504	8,2843	14,0834	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>4 T10</b>	<b>4 T10</b>
	Y-Y	7,1133	12,0927	6,2282	10,5879	<b>3.14</b>	<b>3.14</b>	<b>4 T10</b>	<b>4 T10</b>

## IV- Etude des éléments secondaire

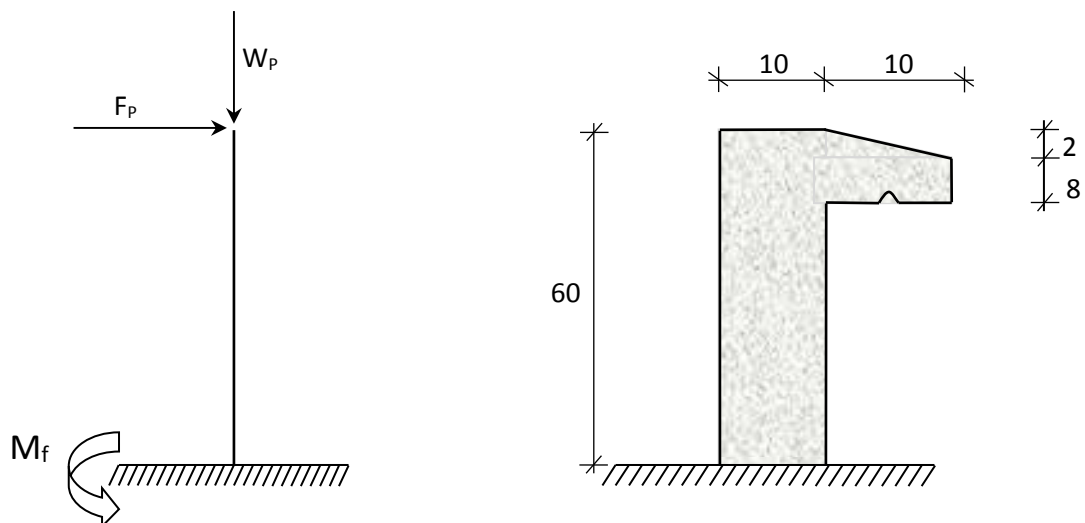
### IV. 1-Etude de l'acrotère :

#### IV.1.1-Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumis à son poids ( $W_p$ ) et une charge horizontale dû à la main courante ( $F_p$ ).

#### ➤ Le rôle de l'acrotère :

- Canalise l'écoulement des eaux pluviales.
- Donne un aspect esthétique.
- Protège les personnes.



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

#### IV.1.2-Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre  $W_p$  et a un moment fléchissant dû à une force horizontale  $F_p$  donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

#### **IV.1.3- Détermination des sollicitations :**

➤ le poids propre :  $W_p$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \times \bar{\gamma}_b = \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + \left( \frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) \right] \times 1 \times 25 \Rightarrow W_p = 1.725 \text{ KN}$$

➤ La force horizontale:  $F_p$  [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] et

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725 \Rightarrow F_p = 0.828 \text{ KN}$$

❖ Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime(E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 1.725 \\ M_u = 1.5 \times 0.828 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2.3288 \text{ KN} \\ M_u = 0.7452 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1.725 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.828 \times 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1.725 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.4968 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**IV.1.4- Détermination de la section des armatures :**

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est  $(100 \times 10)\text{cm}^2$ .

- Position du point d'application de l'effort normal de compression :(N)

➤ État limite ultime(E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.7452}{2.3288} = 0,32\text{m}$$

$$e_0 = 0.32\text{m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{m}$$

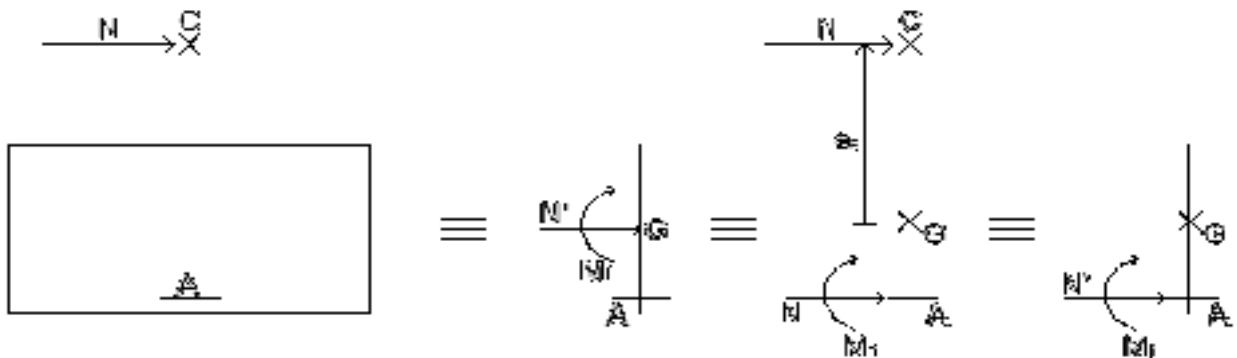
⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - C' \right) = 2.3288 \times \left( 0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right)$$

$$\Rightarrow M_f = 0.8151 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :



**Fig.IV.2:** Position de N ; N' et  $M_f$  sur la section

➤ Etat limite ultime(E.L.U.) :

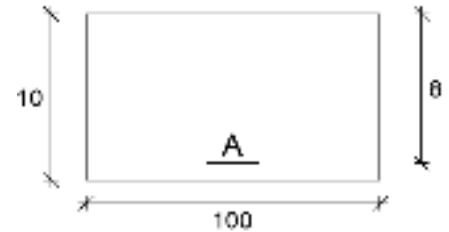
$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{815.1}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.011$$

$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et,

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$



**Fig.IV.3:** Section de calcul

• Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{815.1}{348 \times 0.994 \times 8} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.29 - \frac{2328.8}{100 \times 348} = 0.22 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

• Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [ B.A.E.L.91 ]

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 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

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

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

• Choix des armatures:

$$5T8/\text{m}_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25; 2 \times 8) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures:

4T6/m<sub>L</sub> → A = 1.13cm<sup>2</sup>/m<sub>L</sub>

(T8 → e = 25cm).

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.4968}{0.1725} = 0,29m$$

$$e_0 = 0.29m > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N<sub>ser</sub> se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

• Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression) ;

- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

y<sub>2</sub> : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression ⇒ y<sub>2</sub> > 0.

C se trouve à l'extérieur de la section

⇒ c sera considéré comme négatif.

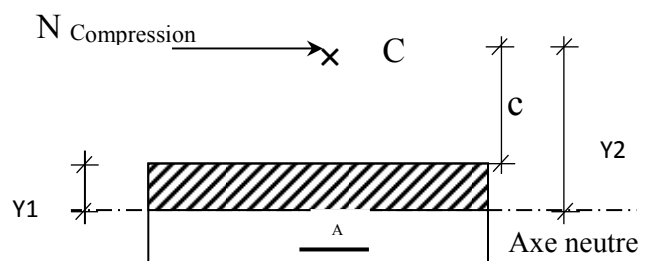
• Calcul des contraintes :

$$p = -3 \cdot c^2 + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 0,29 - \frac{0,1}{2} = 0,24m \Rightarrow c = -0,24m$$

$$p = -3 \cdot (-24)^2 + \frac{90 \cdot 2,51}{100} \cdot (8 + 24)$$

$$p = -1655,71$$



**Fig.IV.4:**Position de centre de pression

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot (-24)^3 - \frac{90 \cdot 2,51}{100} \cdot (8 + 24)^2$$

$$q = 25334,78$$

$y_2$  : est la solution de l'équation :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1655,71y_2 + 25334,78 = 0$

Après la résolution on trouve :

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46,98 \times \cos(55,90) = 26,34 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46,86 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 20,52 \text{ cm} \end{cases}$$

$0 < y_1 = y_2 + c = 26,34 - 24 = 2,34 < 10 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

D'où :  $y_1 = 2,34 \text{ cm}$ .

• Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15 \times A(d - y_1) = \frac{100 \times 2,34^2}{2} - 15 \times 2,51(8 - 2,34) = 60,68 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100 \times S} = \frac{1725}{100 \times 60,68} = 0,28$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,28 \times 2,34 = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,28 \times (8 - 2,34) = 23,77 \text{ MPa}$$

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

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

Avec : FeE400  $\Rightarrow \eta = 1,6$  et  $f_c = 400 \text{ MPa}$

Donc :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 23.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

#### IV.1.5-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{max} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 0.828 = 1.242 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{1242}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

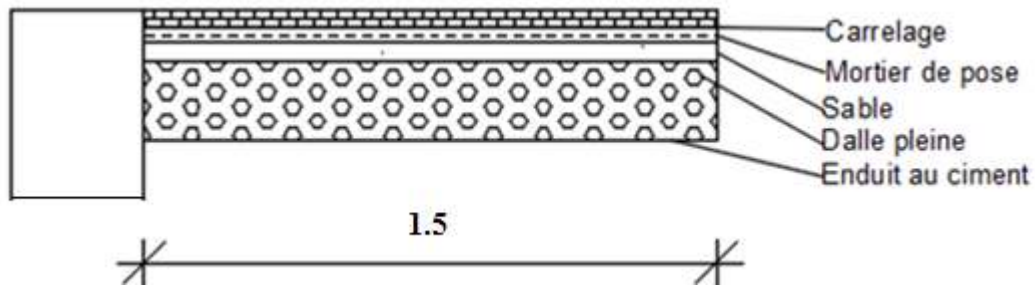
#### Remarque:

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

### IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «Q» et une charge permanente concentrée à l'extrémité due au garde du corps «P»

Dans notre structure ; on a un seul type de balcon :



**Fig.IV.5:** Coupe sur balcon.

#### IV.2.1- Descente de charges :

- Epaisseur du balcon :  $h_d = 15 \text{ cm}$

##### a) Charges permanentes :

Carrelage + mortier de pose + sable .....	1.04 [ KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15 .....	3.75 [KN/m <sup>2</sup> ]
Enduit au ciment (1.5cm)(0.18KN/m <sup>2</sup> /cm).....	0.27 [KN/m <sup>2</sup> ]
	<b>G =5.06 [KN/m<sup>2</sup>]</b>

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 5.06 \text{ [KN/m]}$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 0.90 + 1.30 + 2 \times 0.18 \times 1.5 = 2.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 2.91 \text{ m} \Rightarrow p = 2.74 \times 2.91 = 7.97 \text{ KN/m}_L$$

##### b) Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : **Q=3.5 KN/m<sup>2</sup>**

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{q} = Q \times 1.00 = 3.5 \text{ KN/m}_1$ .

Fissuration est considérée comme peu nuisible  $a = 1 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93)

$$\varphi_{\max} < \frac{hd}{10} \text{ avec } h_d = 15\text{cm}$$

$$\varphi \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi = 10\text{mm}$$

Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\varphi}{2} \Rightarrow C = (10 + 10/2) \text{ mm} = 15\text{mm}$$



**Fig.IV.6 :** Enrobage

- Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 1.5 = 13.5\text{cm}$$

- **Moments fléchissant :**

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

$$M_u = - [ 1.35\bar{G} + 1.5\bar{q} ] \times \frac{L^2}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1.00$$

$$M_u = - [ 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5 ] \times \frac{1.5^2}{2} - 1.35 \times 7.97 \times 1.5$$

$$M_u = - 29.7303 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{\text{ser}} = - [ \bar{G} + \bar{q} ] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1.00$$

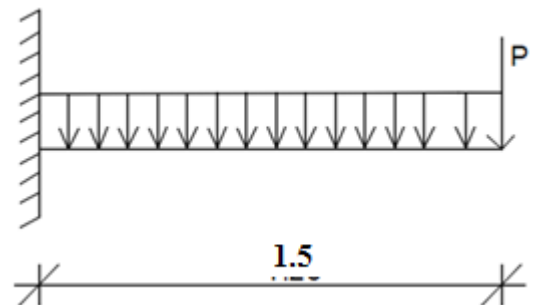
$$M_{\text{ser}} = - [ 5.06 + 3.5 ] \times \frac{1.5^2}{2} - 7.97 \times 1.5$$

$$M_{\text{ser}} = - 21.585 \text{ KN.m}$$

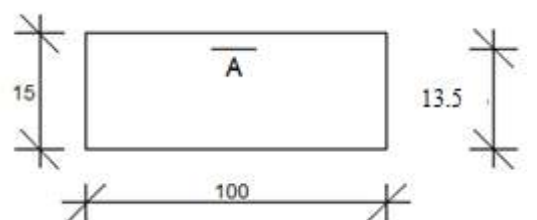
#### **IV.2.2- Calcul du ferrailage :**

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

$$M_u = - 29730.3 \text{ N.m}$$



**Fig.IV.7 :** Schéma statique du balcon



**Fig.IV.8 :** Section de calcul

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29730.3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.115$$

$$\mu = 0.115 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.115}) = 0.153$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.153 = 0.94$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29730.3}{348 \times 0.94 \times 13.5} = 6.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 6.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$9T10/\text{ml} \longrightarrow A_u = 7.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 11 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = -21585 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans Á
- Acier FeE400

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

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{\text{ser}}} = \frac{29730.3}{21585} = 1.38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.153 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
- (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

**IV.2.3- Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = (1.35\bar{G} + 1.5\bar{q}) \times L + 1.35P$$

$$T_u^{\max} = (1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5) \times 1.5 + 1.35 \times 7.97$$

$$T_u^{\max} = 28.881 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{28881}{100 \times 100 \times 13.5} = 0.214 \text{ MPa}$$

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

- $\tau_u = 0.214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$
  - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- }  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.2.4- Vérification de la flèche :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$v_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{100 \times 15 \times 7.5 + 15 \times 3.93 \times 13.5}{100 \times 15 + 15 \times 3.93} = 7.73 \text{ cm}$$

$$v_2 = 15 - 7.73 = 7.27 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} + b \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2 = 100 \frac{7.73^3}{3} + 100 \times \frac{7.27^3}{3} + 15 \times 7.07 (13.5 - 7.73)^2$$

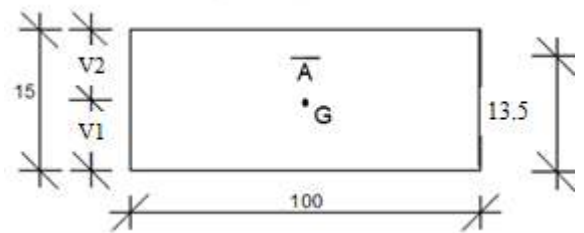
$$\Rightarrow I_0 = 31735.06 \text{ cm}^4$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{7.07}{100 \times 13.5} = 0.523 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.891$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0029} = 4.04$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = \frac{2 \times 7.24}{5} = 1.16$$

$$M_g = -\frac{\bar{G} \times L^2}{2} - P \times L = -\frac{5.06 \times 1.5^2}{2} - 7.97 \times 1.5 = -17.65 \text{ KN.m}$$

**Fig. IV.9** : Coordonnée de centre de gravité

$$M_j = -\frac{\bar{G} \times L^2}{2} = -\frac{5.06 \times 1.5^2}{2} = -5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_p = -\frac{p' \times L^2}{2} - P \times L ;$$

$$\text{Avec : } p' = \bar{G} + \bar{q} = 5.06 + 3.5 = 8.56 \text{ KN/mL}$$

$$M_p = -\frac{8.56 \times 1.5^2}{2} - 7.97 \times 1.5 = -21.59 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{17650}{7.07 \times 0.891 \times 13.5} = 207.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5690}{7.07 \times 0.891 \times 13.5} = 66.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{21590}{7.07 \times 0.891 \times 13.5} = 253.88 \text{ MPa}$$

- **Calcul du  $\mu_j ; \mu_g ; \mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 207.55 + 2.1} = 0.427$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 66.91 + 2.1} = -0.052$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 253.88 + 2.1} = 0.502$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ):**  $I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31735.06}{1 + 1.16 \times 0.427} = 23345.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 31735.06}{1 + 4.04 \times 0.427} = 12810.11 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 31735.06}{1 + 4.04 \times (-0.052)} = 44192.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 31735.06}{1 + 4.04 \times 0.502} = 11528.28 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{4 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{17650 \times 1.5^2 \times 10^4}{4 \times 10819 \times 23345.21} = 0.393 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{17650 \times 1.5^2 \times 10^4}{4 \times 32164 \times 12810.11} = 0.241 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5690 \times 1.5^2 \times 10^4}{4 \times 3216444 \times 192.53} = 0.023 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{4 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{21590 \times 1.5^2 \times 10^4}{4 \times 32164 \times 11528.28} = 0.328 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0.393 - 0.023) + (0.328 - 0.241)$$

$$\Delta f_t = 0.457 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

$$l = 1.5 \text{ m} < 2,00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{250} = \frac{150}{250} = 0.6 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.457 \text{ cm} < \Delta f_{t,\max} = 0.6 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

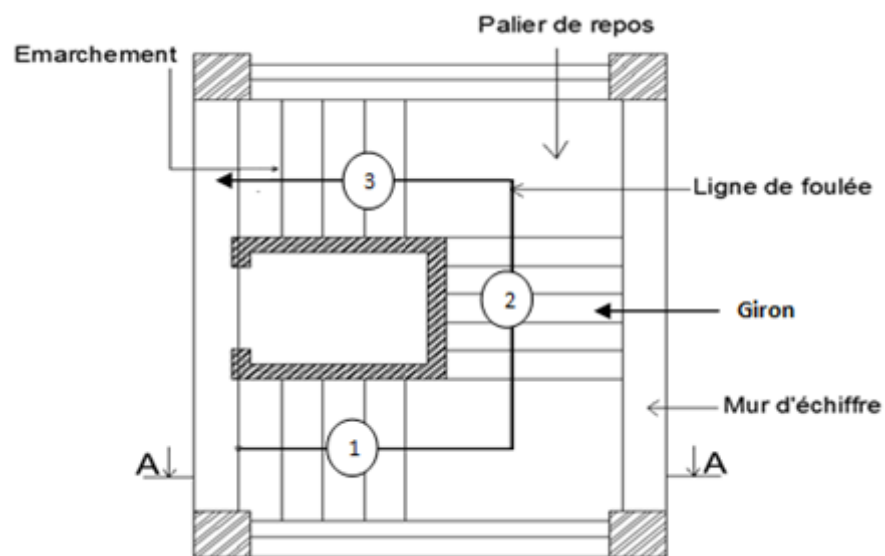
### IV.3- Etude des escaliers :

#### IV.3.1- Définition :

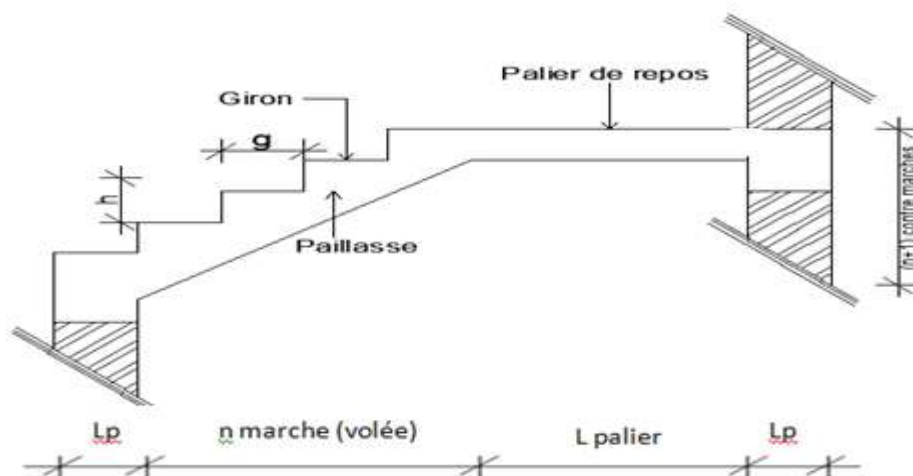
L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

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

#### IV.3.2- Eléments constitutifs :



**Fig IV.10** : Les éléments constitutifs d'un escalier

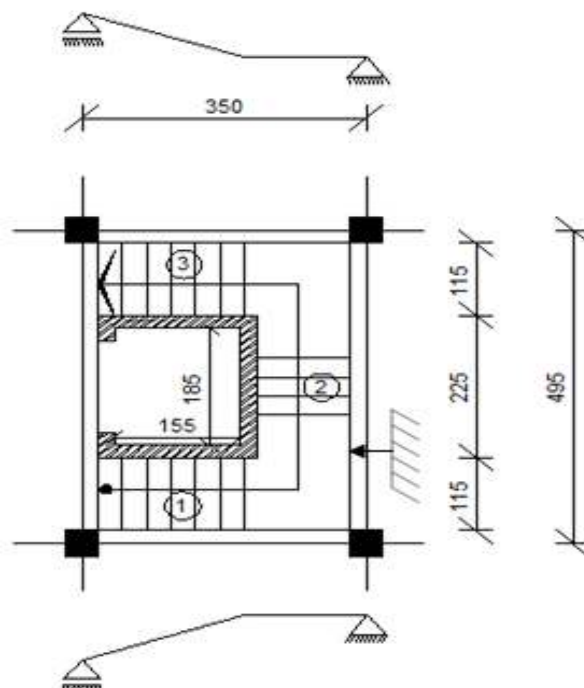


**Fig.IV.11**: coupe A-A

- **Emmarchement** : La longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largeur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Le mur qui limite l'escalier ;
- **Paillassse** : Le plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre-marche** : La partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- **Le 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 de 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.

Dans notre projet, on a : Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires.

#### IV.3.3- Escalier Type 01:



**Fig IV.12 :** Vue en plan de la cage d'escalier avec schémas statiques

**IV.3.3.1-Pré-dimensionnement :**

Le 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 :

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

- **Contre marches :**

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

$N_c$ : nombre des contre marches.

$n = N - 1$  : nombre des marches par volées.

$$\text{On aura 18 contre marches : } \begin{cases} 7 \text{ contre marches pour la 1}^{ere} \text{ volées} & \Rightarrow n = 6 \\ 4 \text{ contre marches pour la 2}^{eme} \text{ volées} & \Rightarrow n = 3 \\ 7 \text{ contre marches pour la 3}^{eme} \text{ volées} & \Rightarrow n = 6 \end{cases}$$

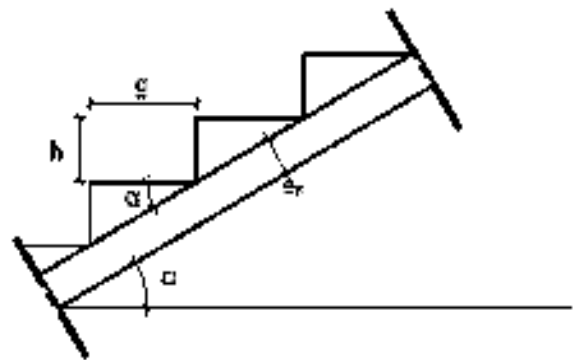
- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{17 \times 6}{\sin 29,54} = 2.07 \text{ m}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 2.07 + 1.30 = 3.37 \text{ m}.$$



**Fig IV.13:** coupe sur paillasse

**Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{337}{30} = 11.23 \text{ cm} < e_p < \frac{337}{20} = 16.85 \text{ cm}$$

On prend :  $e_{p1} = 15 \text{ cm}$ .

➤ Volée (2) :

Escalier a marche porteuse :  $e_{p2} = 6 \text{ cm}$ .

❖ **Conclusion :**

On a deux types de schéma statique :

- **1<sup>er</sup> type** : Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **2<sup>ème</sup> type** : Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans un voile

#### IV.3.3.2- Descente de charges :

- **1<sup>er</sup> type** : (Escalier à paillasse avec un seul palier)

##### 1-volée :

##### a) Charges permanentes :

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....1.04KN/m<sup>2</sup>
- 2- Revêtement vertical ( $1.04 \times \frac{h}{g}$ ) ..... 0.589 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{2}$ ) ..... 1.87KN/m<sup>2</sup>
- 4- Poids propre de la paillasse ( $25 \times \frac{ep_1}{\cos \alpha}$ ) ..... 4.31 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Enduit au ciment ( $0.18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$ ) .....0.31 KN/m<sup>2</sup>

$$G_1 = 8.12 \text{ KN/m}^2$$

- b) **Surcharge d'exploitation** : Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

##### c) Combinaisons fondamentales :

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

$$q_1^u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 8.12 + 1.5 \times 2.5 = 14.71 \text{ KN/m}^2.$$

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

$$q_1^{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 8.12 + 2.5 = 10.62 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1.00 = 14.71 \times 1 = 14.71 \text{ KN/mL.}$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1.00 = 10.62 \times 1 = 10.62 \text{ KN/mL.}$$

##### 2-Palier :

**a) Charges permanentes :**

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....1.04KN/m<sup>2</sup>
- 2- Poids propre du palier (25 x e<sub>p1</sub> ).....3.75 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Poids propre des marches (0.18 KN/m<sup>2</sup>/cm x1.5 cm) .....0.27KN/m<sup>2</sup>

**G<sub>2</sub> = 5.06 KN/m<sup>2</sup>**

**b) Surcharge d'exploitation :** Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q<sub>2</sub> = 2.5 KN/m<sup>2</sup>**

**c) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 2.5 = 10.58.1 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q = 5.06 + 2.5 = 7.56 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1 = 10.58 \times 1 = 10.58 \text{ KN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1 = 7.56 \times 1 = 7.56 \text{ KN/m}_L.$$

➤ **2<sup>ème</sup> type :** (Escalier à marches porteuses)

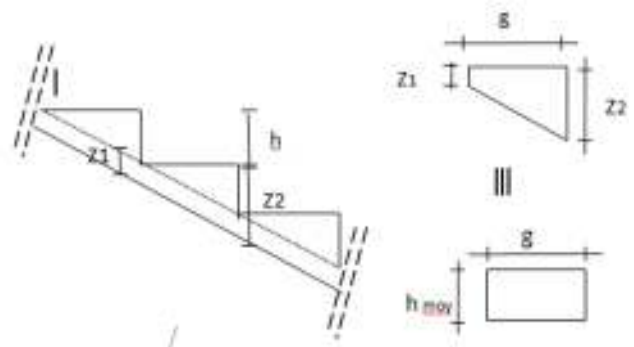
**a) Marche porteuse :**

• Calcul de h<sub>moy</sub> :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29.54^\circ)} = 6,90\text{cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4\text{cm}$$



**Fig.IV.14:** Schéma de la marche porteuse

**b) Charges permanentes :**

- 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) (1.04xg).....0.31 KN/ml

2- Revêtement vertical (1.04xh) ..... 0.18KN/ml

3- Poids propre de la marche (h<sub>moy</sub>=15.4cm) (25x0.154x0.3).....1.15N/ml

4- Poids propre de la pailleasse (0.18 KN/m<sup>2</sup>/cm ×  $\frac{1.5}{\cos^2\alpha}$ )g.....0.11KN/ml

**G<sub>3</sub> = 1.75 KN/ml**

**a) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ Q<sub>3</sub> = 250x0.3 ⇒ **Q<sub>3</sub> = 0.75 KN/ml.**

**b) Combinaisons fondamentales:**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$\bar{q}_3^u = 1.35G_3 + 1.5Q_3 = 1.35 \times 1.75 + 1.5 \times 0.75 = 3.49 \text{ KN/ml.}$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

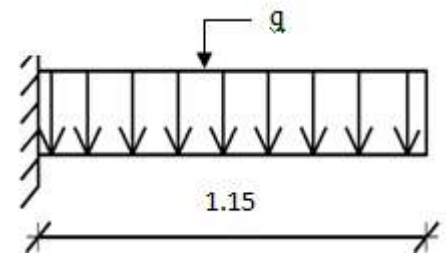
$\bar{q}_3^{ser} = G_3 + Q_3 = 1.75 + 0.75 = 2.5 \text{ KN/ml.}$

**IV.3.3.3- Calcul du ferrailage :**

**A. Marches porteuses :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

$\bar{q}_3^u = 3.49 \text{ KN/ml}$



**Fig.IV.15 :** Schéma statique de la marche porteuse

$M_u = - \frac{q_3^u \times l^2}{2} = - \frac{3.49 \times 1.15^2}{2} = - 2.31 \text{ KN.m}$

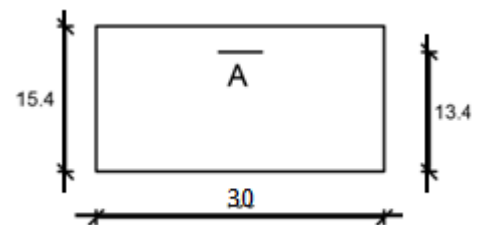
• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2310}{14.2 \times 30 \times 13.4^2} = 0.030$

$\mu = 0.030 < \mu_1 = 0.392$  (acier FeE400)

⇒ A' n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1$

⇒  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$



**Fig.IV.16 :** Section de calcul de la marche

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.038$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.038 = 0.985$$

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2310}{348 \times 0.985 \times 13.4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

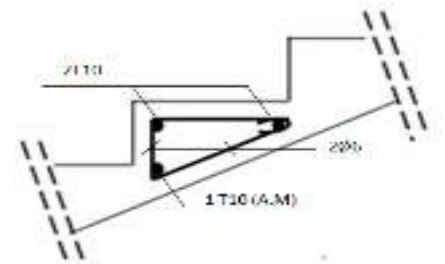
- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 13.4 \times \frac{2.1}{400} = 0.49 \text{ cm}^2$

- $A_{\text{adoptif}} = \max (A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_{\text{adoptif}} = 0.50 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2.$$



**Fig.IV.17 :** Coupe transversale de la marche porteuse

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

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = 2.5 \text{ KN/mL}$$

$$M_{\text{ser}} = - \frac{q_3^{\text{ser}} \times l^2}{2} = - \frac{2.5 \times 1.15^2}{2} = - 1.65 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- } si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Avec :

$$\gamma = \frac{M^u}{M_{\text{ser}}} = \frac{2310}{1650} = 1.4$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.450$$

$$\alpha = 0.038 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.450 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
  - Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\text{max}} = \bar{q}_3^u \times L = 3.49 \times 1.15 = 4.014 \text{ KN/ml}$$

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

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 13,4 \Rightarrow a = 12,06 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 4014 \text{ N} \leq 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 241501,5 \text{ N}$$

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 :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 4014 - \frac{2310}{0,9 \times 13,4} \right] \times 10^{-2} = 0,11 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  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 :

D'après le CBA93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \stackrel{?}{\leq} \overline{\tau_{ad}}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_{ad}} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 ; 4 \text{ MPa}) \quad \Rightarrow \overline{\tau_{ad}} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4014}{30 \times 13,4 \times 10^2} = 0,10 \text{ MPa}$$

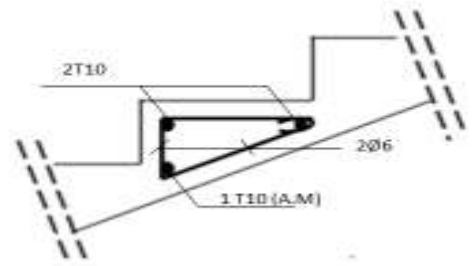
$\tau = 0,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \geq \min \left( \frac{15,4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,44$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235

$$\Rightarrow 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$



**Fig.IV.17** : Coupe transversale de la marche porteuse

e) Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

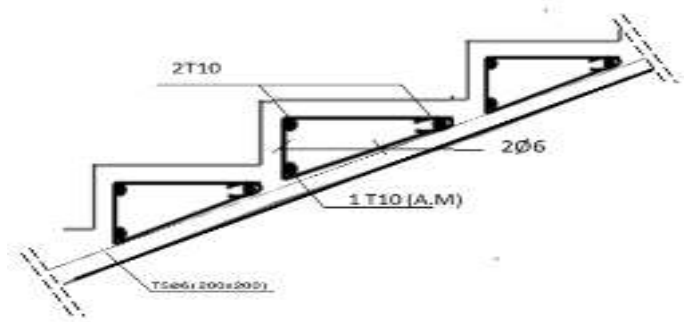
- $\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 12.06 \text{ cm}$
- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 10.97 \text{ cm}$
- $\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.1 - 0.3 \times 2.1)} = -6.62 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Valeur rejetée.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min(12.06; 10.97) = 10.97 \text{ cm}$$

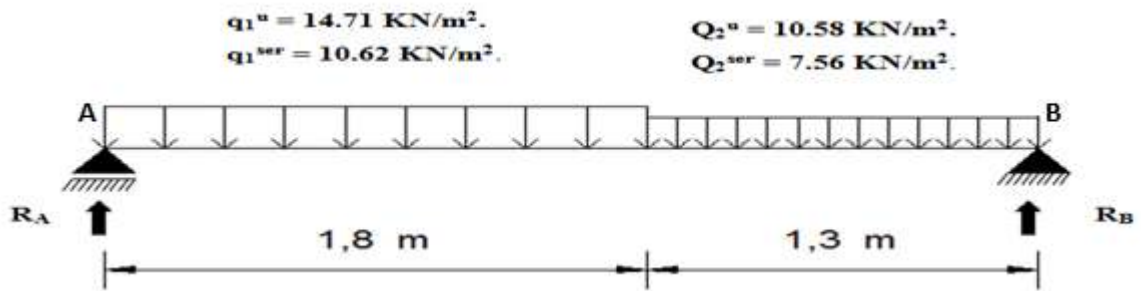
Donc : On adopte  $\delta_t = 10 \text{ cm}$ .



**Fig.IV.18** : Dessin de ferrailage de la marche porteuse

## B. Paillasse porteuse:

Schéma statique:



**Fig.IV.19** : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

• Calcul des réactions :

$$\text{➤ } \sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 1.8 + q_2^u \times 1.3$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.71 \times 1.8 + 10.58 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 40.232 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_1^u \times 1.8 \times (\frac{1.8}{2} + 1.3) + q_2^u \times 1.3 \times \frac{1.3}{2}}{3.1}$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{14.71 \times 1.8 \times (\frac{1.8}{2} + 1.3) + 10.58 \times 1.3 \times \frac{1.3}{2}}{3.1} \Rightarrow R_A = 21.675 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_1^u \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + q_2^u \times 1.3 \times (\frac{1.3}{2} + 1.8)}{3.1}$$

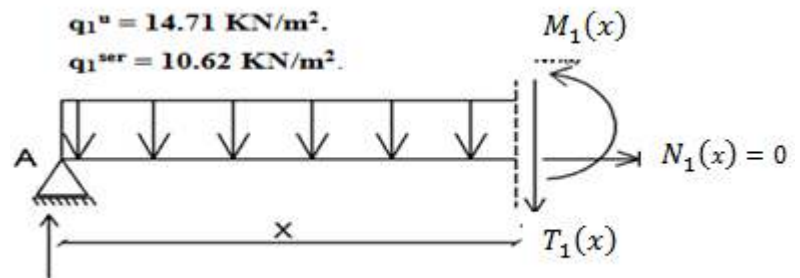
$$\Rightarrow R_B = \frac{14.71 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + 10.58 \times 1.3 \times (\frac{1.3}{2} + 1.8)}{3.1} \Rightarrow R_B = 18.557 \text{ KN}$$

**Section 1-1** :  $0 \leq X \leq 1.8 \text{ m}$

$$T_1(x) = R_A - q_1^u \times X$$

$$\Rightarrow T_1(x) = 21.675 - 14.71 \times X$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X = 0 \text{ m} & : T(0) = 21.675 \text{ KN} \\ X = 1.8 \text{ m} & : T(1.8) = -4.803 \text{ KN} \end{cases}$$



**Fig IV.20** : Section de calcul

$$M_1(x) = R_A \times X - q_1^u \times \frac{X^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_1(x) = 21.675 X - 14.71 \times \frac{X^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} X = 0 \text{ m} : M_1(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 1.8 \text{ m} : M_1(1.8) = 15.185 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 21.675 - 14.71 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.47 \text{ m}$$

$$M_{\max}^u = M(1.47) = 21.675 \times 1.47 - 14.71 \times \frac{1.47^2}{2} \Rightarrow M_{\max}^u = 15.969 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.2 M_{\max}^u = -0.2 \times 15.969 \Rightarrow M_a^u = -3.193 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8 M_{\max}^u = 0.8 \times 15.969 \Rightarrow M_t^u = 12.775 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\text{➤ } \sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 1.8 + q_2^s \times 1.3$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.62 \times 1.8 + 7.56 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 28.944 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_1^s \times 1.8 \times \left(\frac{1.8}{2} + 1.3\right) + q_2^s \times 1.3 \times \frac{1.3}{2}}{3.1}$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{10.62 \times 1.8 \times \left(\frac{1.8}{2} + 1.3\right) + 7.56 \times 1.3 \times \frac{1.3}{2}}{3.1} \Rightarrow R_A = 15.627 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_1^s \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + q_2^s \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 1.8\right)}{3.1}$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{10.62 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} + 7.56 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 1.8\right)}{3.1} \Rightarrow R_B = 13.317 \text{ KN}$$

**Section 1-1 :**  $0 \leq X \leq 1.8 \text{ m}$

$$T_1(x) = R_A - q_1^s \times X$$

$$\Rightarrow T_1(x) = 15.627 - 10.62 \times X \Rightarrow \begin{cases} X = 0 \text{ m} : T(0) = 15.627 \text{ KN} \\ X = 1.8 \text{ m} : T(1.8) = -3.489 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_1(x) = R_A \times X - q_1^s \times \frac{X^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_1(x) = 15.627 X - 10.62 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} X = 0 \text{ m} : M_1(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 1.8 \text{ m} : M_1(1.8) = 10.924 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 15.627 - 10.62 \times X = 0 \Rightarrow x_m = 1.47 \text{ m}$$

$$M_{\max}^s = M(1.47) = 15.627 \times 1.47 - 10.62 \times \frac{1.47^2}{2} \Rightarrow M_{\max}^s = 11.497 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^s = -0.2 M_{\max}^s = -0.2 \times 11.497 \Rightarrow M_a^s = -2.299 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^s = 0.8 M_{\max}^s = 0.8 \times 11.497 \Rightarrow M_t^s = 9.198 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Calcul du ferrailage :

##### A. En travée :

##### ➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 12775 \text{ KN.m} = 12775 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12775}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0,053$$

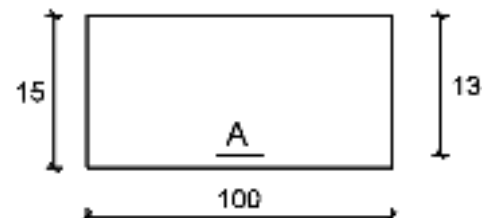
$$\mu = 0,053 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,973$$



**Fig.IV.21:** Section rectangulaire

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12775}{348 \times 0.973 \times 13} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\text{ adopti}}^u = \max(A_t^u; A_{min}) \Rightarrow A_{t\text{ adopti}}^u = 2,90 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^s = 9,198 \text{ KN.m} = 9198 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{12775}{9198} = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0,068 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible  
( aucune vérification pour  $\sigma_s$  )
  - $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$
- ✓ Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,91}{4} = 0,73 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

**B. En appuis :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_a^u = -3.193 \text{ KN.m} = -3193 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3193}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0,013$$

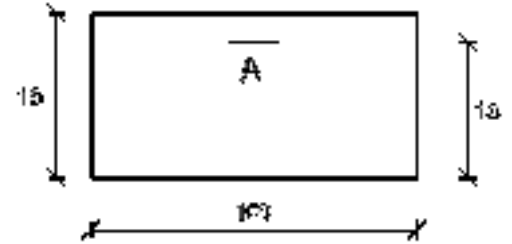
$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$



**Fig.IV.22:** section de calcul de la paillasse en appuis

• **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3193}{348 \times 0,994 \times 13} = 0,71 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{u \text{ adopti}} = \max(A_a^u; A_{min}) \Rightarrow A_a^{u \text{ adopti}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4T10/m_L \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_a^s = -2299 \text{ KN.m}$$

- |   |   |   |
|---|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>- Flexion simple</li> <li>- Section rectangulaire sans A'</li> <li>- Acier FeE400</li> </ul> | } | $\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$ |
|---|---|---|

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{3193}{2299} = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0.016 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible  
( aucune vérification pour  $\sigma_s$  )
  - $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

✓ Armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4 \text{ T8/ml} \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

### **C. Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 21.675 \text{ KN} = 21675 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{21675}{100 \times 13 \times 10^2} = 0,167 \text{ MPa}$$

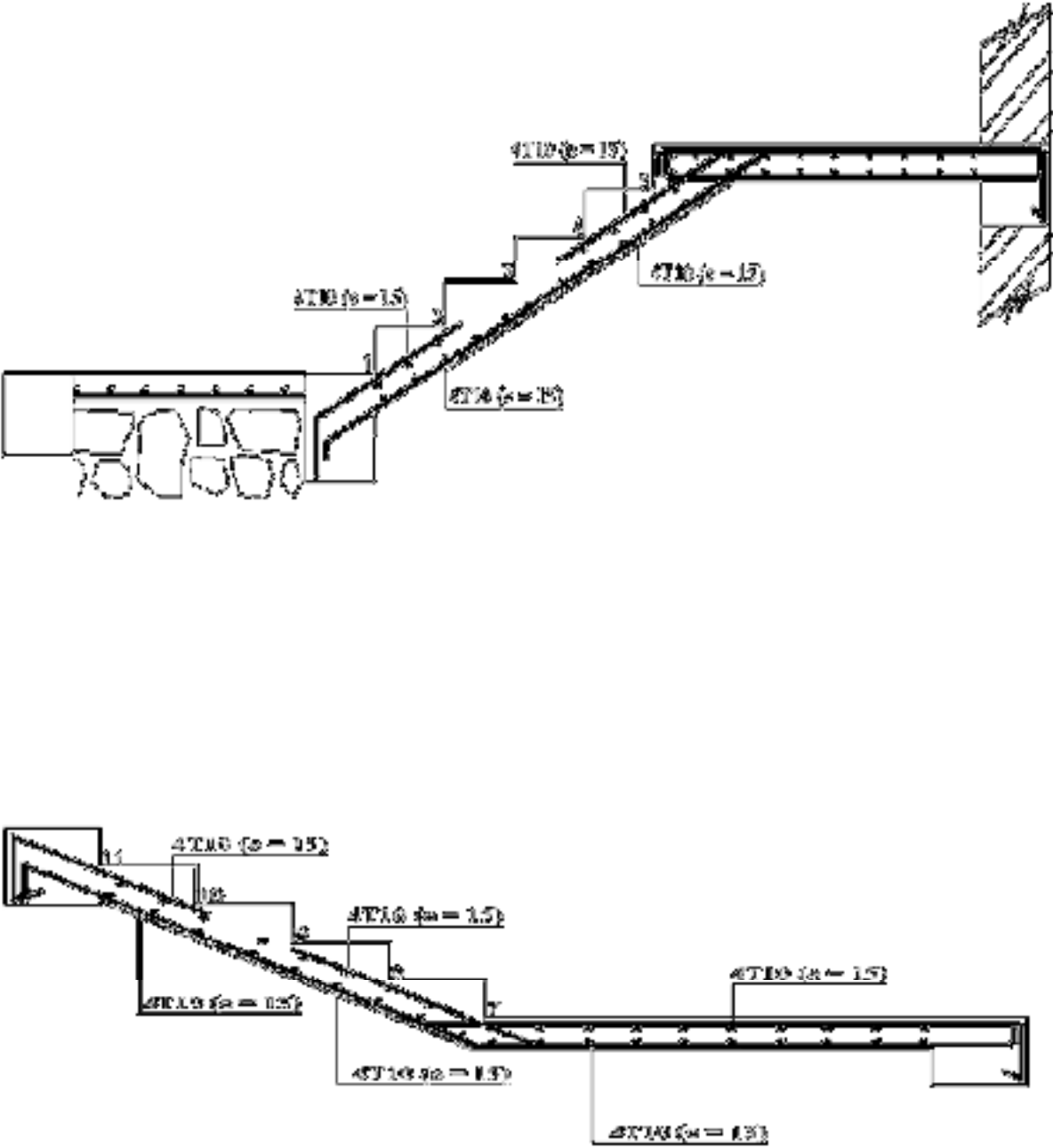
$$\bar{\tau}_{ad} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

}  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Dessin du ferrailage :



**Fig.IV.16:** Dessin de ferrailage de l’escalier

## V. Etude de l'ascenseur

### V.1- Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation vertical, sa cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle des escaliers.

L'ascenseur est composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- Treuil de levage de la poulie et
- Le contre poids.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Les normes principales qui régissent la réalisation des ascenseurs sont les normes européennes harmonisées EN 81-1, concernant les ascenseurs électriques et EN 81-2, concernant les ascenseurs hydrauliques.

Dans notre bâtiment on a un seul ascenseur de même type, port 8 personnes ; et d'après la norme française de 8 personnes, on a une charge nominale de 600 Kg, (tableau p .56 ascenseur et monte charge) avec une vitesse de 1.7 m/s.

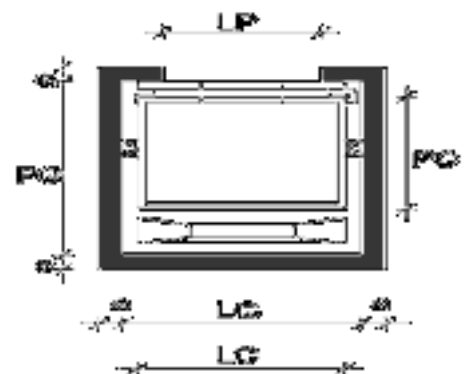
La dalle qui supporte la machine est béton armé d'une épaisseur de 20 cm.

### V.2- Etude de l'ascenseur :

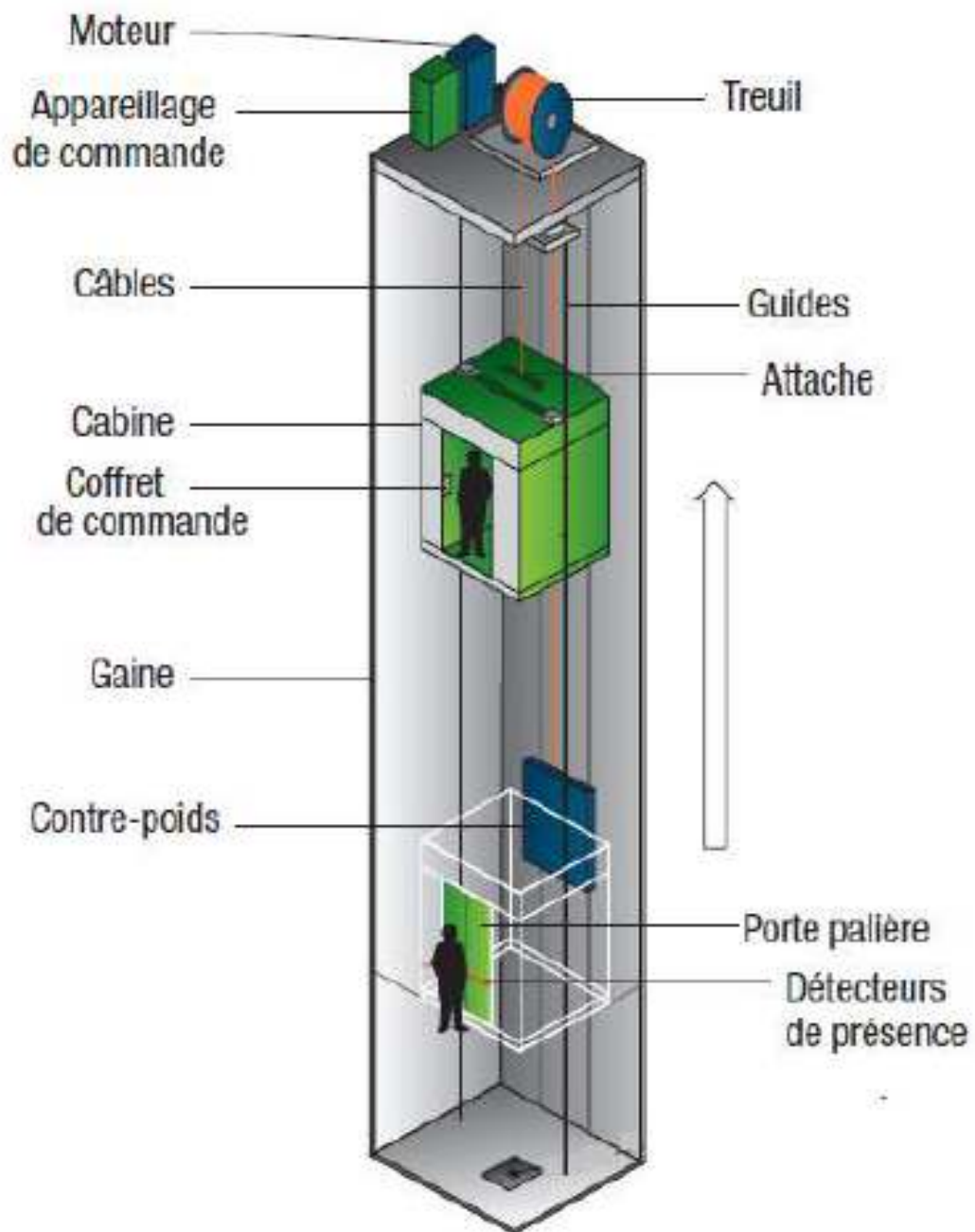
D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs 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 :	$P_c = 1.25\text{m}$
-Largeur de la gaine :	$L_G = 1.85\text{m}$
-Profondeur de la gaine :	$P_G = 1.55\text{m}$
-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 :	$e = 20\text{cm}$
-Hauteur de course :	$C = 35.08\text{m}$



**Fig V.1** : Dimensions de l'ascenseur



**Fig V.2 :** Ascenseur électrique

**V.3- Descente de charges :**

a. **Surcharge d'exploitation** :  $Q = 600 \text{ daN}$  (08 personnes)

b. **Charges permanentes** :

1. **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  $11.5 \text{ daN/m}^2$  :

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1.45 + 2 \times 1.25) \times 2.20 = 8.69 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11.5 + 0.1 \times 11.5) \times 8.69 = 109.93 \text{ daN}$$

- **Masse du plancher** :

La masse du plancher à raison de  $70 \text{ daN/m}^2$  pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$S_2 = L_c \times P_c = 1.45 \times 1.25 = 1.81 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.81 = 126.88 \text{ daN}$$

- **Masse du toit** :

La masse du toit a raison de  $20 \text{ daN/m}^2$  :

$$S_3 = L_c \times P_c = 1.45 \times 1.25 = 1.81 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20.1 \times 1.81 = 36.2 \text{ daN}$$

- **Masse de l'arcade** :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de  $60 \text{ daN}$  plus  $60 \text{ daN/m}$  de largeur de cabine de  $300 \text{ daN}$  à  $600 \text{ daN}$  de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1.45) = 147 \text{ daN}$$

- **Masse de La porte de la cabine** :

Partie fixe de  $80 \text{ daN}$  plus  $25 \text{ daN/m}^2$  de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **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 égal à :

$$P_T = \sum M_i = 109.93 + 126.88 + 36.2 + 147 + 120 + 100 + 80 + 60 = 780 \text{ daN}$$

**2. Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 780 + \frac{600}{2} = 1080 \text{ daN}$$

**3. Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme **NF 82-210**  $C_s$  doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport  $D/d$  au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

**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** : égal à la somme de la charge utile  $Q$ , poids mort  $P$  et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- $C_r$  : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 780) \Rightarrow C_r = 17940 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_{rn}$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_{rn} = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{17940}{0.85} = 21105.88 \text{ daN}$$

$$C_{rn} : \text{égal aussi : } C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

$m$  : type de mouflage ;

$n$  : nombre de câble et

$C_r(\text{cable})$  : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

**Tableau V.1** : caractéristiques des câbles

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm <sup>2</sup> ]	Masse linéaire M <sub>L</sub> [daN/m]	Charge admissible totale C <sub>r</sub> [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
<b>12.6</b>	<b>0.8</b>	<b>53.34</b>	<b>0.515</b>	<b>8152</b>
14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{21105.88}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.29 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M<sub>c</sub> :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

**M<sub>L</sub>** : 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)  $\Rightarrow C = 35.08 \text{ m}$ .

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 35.08 = 36.13 \text{ daN.}$$

#### 4. Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

#### Résumé :

- Poids mort = 780 daN
- Masse du câble = 36.13 daN
- Masse du contre poids = 1080 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN

Donc la charge permanent : **G = 3096.13 daN**

➤ Combinaisons fondamentales :

❖ Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3096.13 + 1.5 \times 600 = 5079.78 \text{ daN.}$$

❖ Etat limite de service :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 3096.13 + 600 = 3696.13 \text{ daN.}$$

#### V.4- Etude du plancher :

##### a. Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 1269.95 \text{ daN}$$

$$q_a^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} \Rightarrow q_a^{\text{ser}} = 924.03 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_a^u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaire.}$$

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 a 15 cm;

$U, V$  : représentent les cotes du rectangle ( $U // L_x$  et  $V // L_y$ )

sur lequel la charge  $q_u$  s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton

La surface impact ( $a \times b$ ) est de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow U = 30 \text{ cm}$$

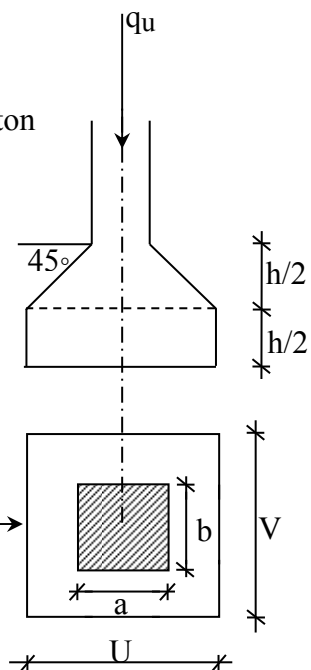
$$V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow V = 30 \text{ cm}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 120 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12699.5 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1200 \times 25 \times 200}{1.5} = 180000 \text{ N} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion**: La dalle résiste au poinçonnement.



**Fig V.3** : Schéma de la surface d'impact

**b. 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.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + \nu.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + \nu.M_1). \end{cases}$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$M_1, M_2$  : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports  $U/L_x$  et  $V/L_y$  dans les abaques

suivants  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

❖ 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 ultime de service :

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au  $m^2$  sera :

$$\begin{cases} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1269.95}{0.30^2} = 14110.56 \text{ daN/m}^2 \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{924.03}{0.30^2} = 10267 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

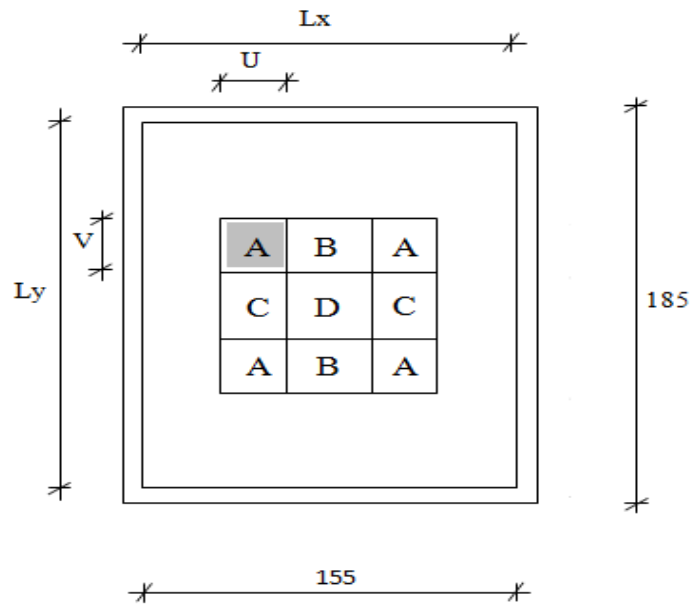
**c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

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) répartie sur un rectangle ( $U \times V$ ).

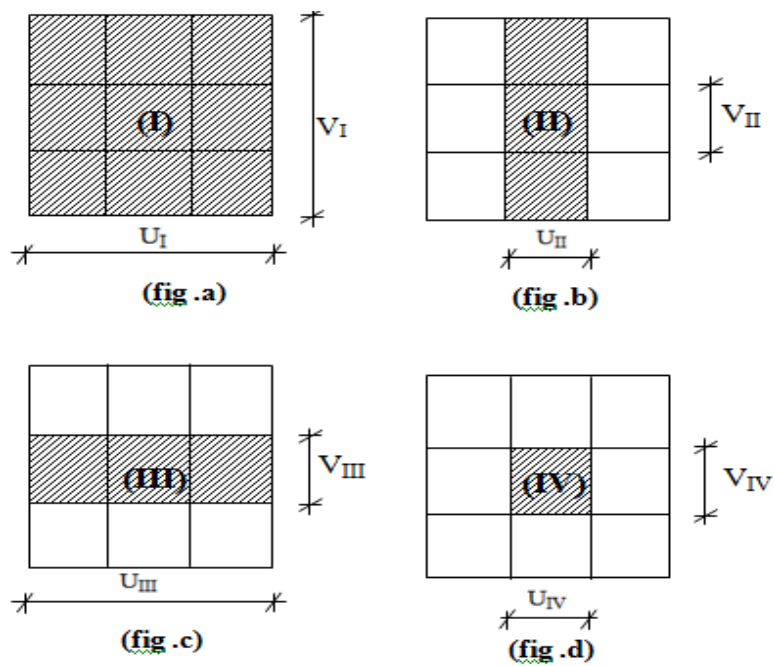
On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.



**Fig.V.4:** Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :



**Fig.V.5 :** Chargement de panneau

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 :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{1.85} = 0.84 > 0.4 \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{XC} = (M_{X_I} - M_{X_{II}} - M_{X_{III}} + M_{X_{IV}})/4$$

$$M_{YC} = (M_{Y_I} - M_{Y_{II}} - M_{Y_{III}} + M_{Y_{IV}})/4$$

Avec :  $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q_a$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

**Tableau V.2** : Tableau récapitulatif des résultats

	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
U en [m]	0.95	0.35	0.95	0.35
V en [m]	0.95	0.95	0.35	0.35
S en [m <sup>2</sup> ]	0.90	0.33	0.33	0.12
U/L <sub>x</sub>	0.61	0.23	0.61	0.23
V/L <sub>y</sub>	0.51	0.51	0.19	0.19
M <sub>1</sub>	0.085	0.148	0.108	0.184
M <sub>2</sub>	0.067	0.083	0.103	0.139
Q <sub>a</sub> <sup>u</sup> = Q <sub>a</sub> <sup>u</sup> × S en [N]	126995.04	46564.85	46564.85	16932.67
Q <sub>a</sub> <sup>ser</sup> = Q <sub>a</sub> <sup>ser</sup> × S en [N]	92403	33881.1	33881.1	12320.4
M <sub>X</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	10794.58	6891.60	5029.00	3115.61
M <sub>Y</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	8508.67	3864.88	4796.18	2353.64
M <sub>X</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	9092.46	5576.83	4357.11	2609.46
M <sub>Y</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	7761.85	3815.01	4221.59	2165.93
M <sub>XC</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	1989.59			
M <sub>YC</sub> <sup>U</sup> en [N.m]	2201.25			
M <sub>XC</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	1767.98			
M <sub>YC</sub> <sup>ser</sup> en [N.m]	1891.18			

**d. Descente des charges :**

Dalle machine : (e<sub>p</sub> = 20cm) → G = 0.2 × 2500 = 500 daN/m<sup>2</sup>

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q = 100 daN/m<sup>2</sup>

• **Combinaison fondamentale :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 500 + 1.5 \times 100 = 825 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 825 \text{ daN/m}_L.$$

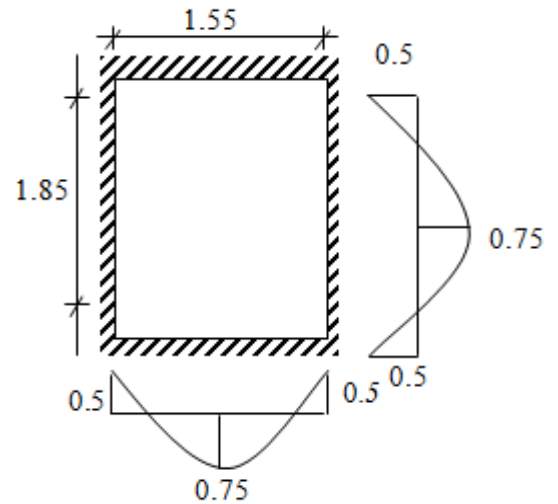
❖ Etat limite de service (E.L.S.):

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

$$q_{ser} = 500 + 100 = 600 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 600 \text{ daN/m}_L.$$



**Fig.V.6:** dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

e. **Calcul des sollicitations :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

❖ Etat limite de service (E.L.S.)

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

f. **Calcul des moments dus aux charges réparties :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{1.85} = 0.84 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \mu_x^u = 0.0517 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 0.6678$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 = 0.0517 \times 825 \times 1.55^2 = 102.47 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.6678 \times 102.47 = 68.43 \text{ daN.m}$$

❖ Etat limite de service :

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.55}{1.85} = 0.84 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \mu_x^{\text{ser}} = 0.0586 \quad \text{et} \quad \mu_y^{\text{ser}} = 0.7655$$

$$M_x^s = \mu_x^s \times \bar{q}_s \times L_x^2 = 0.0586 \times 600 \times 1.55^2 = 84.47 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s = 0.7655 \times 84.47 = 64.66 \text{ daN.m}$$

**g. 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.) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (1989.59 + 1024.7) \Rightarrow M_{xt}^u = 3014.29 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2201.25 + 684.3) \Rightarrow M_{yt}^u = 2885.55 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (1767.98 + 844.7) \Rightarrow M_{xt}^s = 2612.68 \text{ N}$$

$$M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (1891.18 + 646.6) \Rightarrow M_{yt}^s = 2537.78 \text{ N}$$

- Moment max en travée :  $M_{tx} = 0.75 \times M_{xt}$  et
- Moment max en travée :  $M_{ty} = 0.75 \times M_{yt}$  et
- Moment max en appuis :  $M_{ax} = -0.5 \times M_{xt}$
- Moment max en appuis :  $M_{ay} = -0.5 \times M_{yt}$

**Tableau V.3 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments panneau	$M_{tx}^u$ [N.m]	$M_{tx}^{\text{ser}}$ [N.m]	$M_{ax}^u$ [N.m]	$M_{ax}^{\text{ser}}$ [N.m]	$M_{ty}^u$ [N.m]	$M_{ty}^{\text{ser}}$ [N.m]	$M_{ay}^u$ [N.m]	$M_{ay}^{\text{ser}}$ [N.m]
(1)	2260.7	1959.5	-1507.1	-1306.3	2164.2	1903.3	-1442.8	-1268.9

**V.5- Calcul du ferrailage de la dalle pleine**

❖ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

➤ E.L.U :  $M_{tx}^u = 2260.7 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

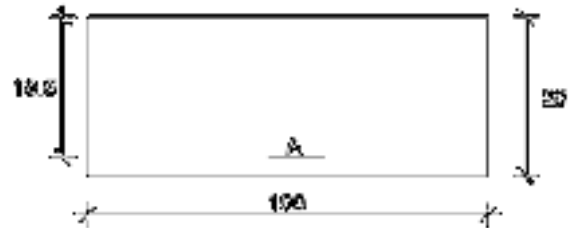
$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2260.7}{14.2 \times 100 \times 18.5^2} = 0.005$$

$$\mu = 0.005 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$



**FigV.7:** Section de calcul en travée(x-x)

- Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times \beta \times d_x} = \frac{2260.7}{348 \times 0.997 \times 18.5} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_t = \max (A_{tx}^u ; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Choix des armatures :

$$4T10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 1959.5 \text{ N.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> <li>- Flexion simple</li> <li>- Section rectangulaire sans A'</li> <li>- Acier FeE400</li> </ul>	}	=> si $\alpha \stackrel{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
---	---	---

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{2260.7}{1959.5} = 1.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.325 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible
  - ( aucune vérification pour  $\sigma_s$  )
  - $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

**b) En appuis :**

➤ E.L.U :  $M_{ax}^u = -1507.1 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

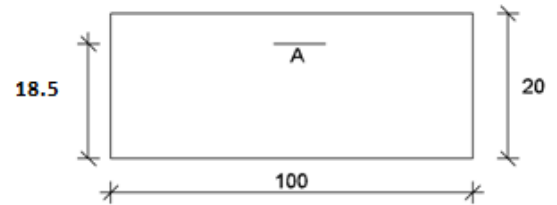
$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1507.1}{14.2 \times 100 \times 18.5^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$



**FigV.8** : Section de calcul en appui (X-X)

- Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times \beta \times d_x} = \frac{1507.1}{348 \times 0.998 \times 18.5} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_a = \max(A_{ax}^u ; A_{min}) \Rightarrow A_a = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -1306.3 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans  $A'$
  - Acier FeE400
- }  $\Rightarrow$  si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{1507.1}{1306.3} = 1.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.325 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible
  - ( aucune vérification pour  $\sigma_s$  )
  - $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- }  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

#### ❖ Sens Y-Y :

##### a) En travées :

➤ E.L.U :  $M_{ty}^u = 2164.2 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2164.2}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.005$$

$$\mu = 0.005 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times \beta \times d_y} = \frac{2164.2}{348 \times 0.997 \times 17.5} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

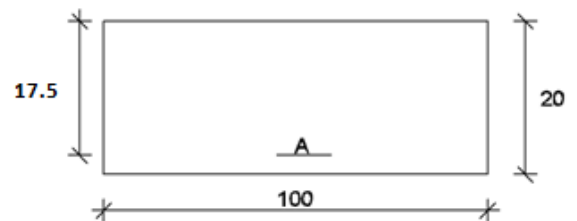
$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{ty}^u ; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$4T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$



**FigV.9:** Section de calcul en travée (Y-Y)

➤ E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 1903.3 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- } => si  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{2164.2}{1903.3} = 1.14$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.32 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible  
( aucune vérification pour  $\sigma_s$  )
  - $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- } => Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

**b) En appuis :**

➤ E.L.U :  $M_{ay}^u = -1442.8 \text{ N.m}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

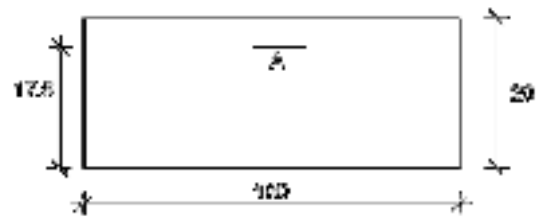
$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1442.8}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$



**FigV.10** : Section de calcul en appui (Y-Y)

• Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times \beta \times d_y} = \frac{1442.8}{348 \times 0.998 \times 17.5} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_a = \max (A_{ay}^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1.6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = - 1268.9 \text{ N.m}$$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{1442.8}{1268.9} = 1.14$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.32 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \quad (\text{ aucune vérification pour } \sigma_s) \\ \bullet \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

**V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Tu max :

$$T_{max}^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_{max}^u = 1269.95 + 825 \times \frac{1.55}{2} = 1909.33 \text{ daN}$$

- Calcul :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{ad}} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{1909.33 \times 10}{100 \times 18.5 \times 100} = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

- $\tau_u = 0.103 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ad}} = 1.25 \text{ MPa}$
  - 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 : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

➤ Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{20}{155} = 0.13 > \frac{1959.5}{20 \times 2612.68} = 0.04 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 18.5} = 0.0017 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée ;}$$

**Conclusion** : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## VI. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

### VI.1 Introduction :

Dans tous les chapitres précédents ; nous avons considéré que la structure est soumise à des sollicitations statiques. Les charges verticales étaient supposées s'exercer d'une manière permanente et le facteur temps n'a jamais intervenu dans les calculs.

Ce chapitre est entièrement tourné vers les risques sismiques que pourrait subir notre structure. Ceci car elle est située sur une zone de sismicité moyenne.

Selon le **[R.P.A.99 (version2003)]** ; le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### VI.2. Méthode statique équivalente :

#### ➤ Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure.

### **VI.3. Méthode dynamique :**

#### ➤ **Principe de la méthode**

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### ➤ **Modélisation :**

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degré de liberté (**DDL**) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de masse des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe verticale)

#### ➤ **Présentation du logiciel de calcul :**

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul automatique par éléments finis nommé **EABS Nonlinear V9.7.4**.

L'Etabs est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété des structures. Ce système est basé sur la méthode des éléments finis et possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur, notamment :

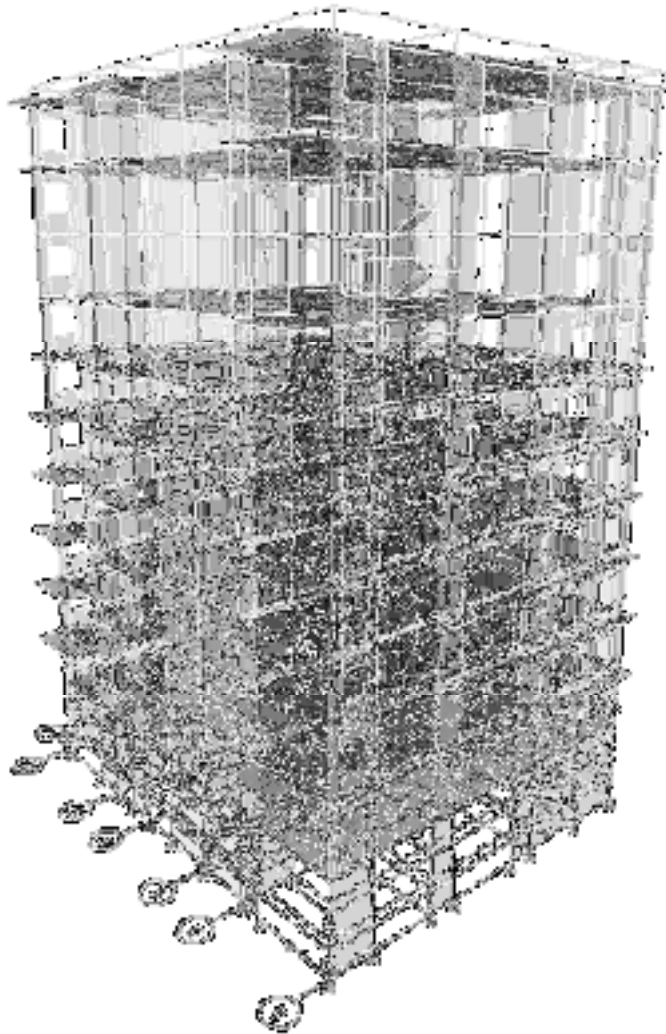
- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle,
- Il calcule automatiquement le centre de masse et le centre de rigidité de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure,
- Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position et

- Il permet aussi, un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques détaillés, comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant **M**, efforts tranchants **T**, efforts normaux **N** et contraintes  **$\sigma$** ).

#### **VI.4. Les étapes de la modélisation :**

Pour la modélisation, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail (notre structure est model tridimensionnel),
- Choix de l'unité du travail (KN, m),
- Création graphique du model en utilisant l'interface de l'Etabs (voir **fig. V.1**),
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles par des panneaux,



**Fig.VI.1** : Interface de l'Etabs

- Introduire les caractéristiques du matériau utilisé, les propriétés du béton (voir chapitre I),
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure (la section) et
- Introduire les conditions aux limites.

✓ Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types de charges, à savoir :

**Charges permanentes G**: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

**Charges d'exploitation Q**: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

**Les forces sismiques E** : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

✓ Combinaisons de charges :

a) Situation durable et transitoire (Normale) :

1)  $1.35G + 1.5Q$

2)  $G + Q$

b) Situation accidentelle :

1)  $0.8G + E$

2)  $0.8G - E$

3)  $G + Q + E$

4)  $G + Q - E$

✓ 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)
- Facteur de qualité :  $Q_x = Q_y = 1.25$
- Site : S3 (meuble)
- Vérification des erreurs,
- Lancement de l'analyse et
- Interprétation des résultats.

**VI.5. Modélisation de la structure :**

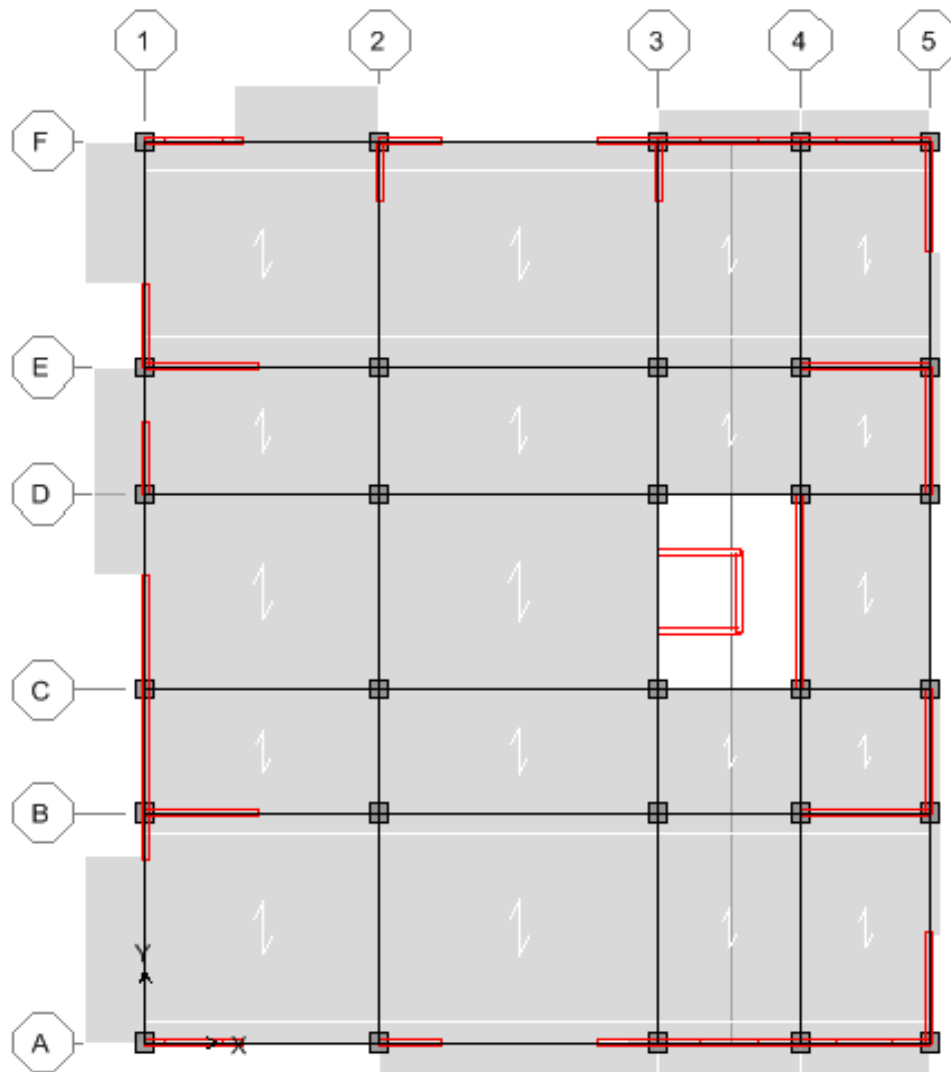
Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

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 à usage de parking pour voitures, d'un rez-de-chaussée à usage commerciale et 9 étages à usage d'habitation. Tout cela complique de 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.

En suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.



**Fig.VI.2** : disposition des voiles de contreventement.

## **VI.6. 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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

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 :

$$X_T = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

**Remarque** : les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel Etabs : (tableau VI.1)

### **C- Calcul de l'excentricité**

- **L'excentricité théorique :**

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

- **L'excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimisé par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version2003/4.2.7]

$L$  : plus grande dimension de bâtiment.

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0.05 \times 25.55 = 1.28 \text{ m}$$

**donc** : Sens X :  $e_{x\text{ cal}} = \max ( e_{acc} , e_{x\text{ the}} )$  et,

Sens Y :  $e_{y\text{ cal}} = \max ( e_{acc} , e_{y\text{ the}} )$

- **Régularité en plan :**

$$e_x, e_y < 15\% L$$

$L$  : Etant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique (doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction).

**F appliqué selon XX** :  $15\% \times L_y = 0.15 \times 25.55 = 3.83 > e_y$ .

**F appliqué selon YY** :  $15\% \times L_x = 0.15 \times 21.59 = 3.24 > e_x$ .

**Tableau VI.1 : tableau récapitulatif des centre de masse et de rigidité et l'excentricité**

Niveau	Centre des masses [ETABS]		Centre de rigidité [ETABS]		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	L'excentricité calcule		Régularité en plan
	X <sub>G</sub> [m]	Y <sub>G</sub> [m]	X <sub>T</sub> [m]	Y <sub>T</sub> [m]	$e_x^{the}$ [m]	$e_y^{the}$ [m]	$e^{acc}$ [m]	$e_x = \text{Max}$ ( $e_{acc}$ , $e_x^{the}$ )	$e_y = \text{Max}$ ( $e_{acc}$ , $e_y^{the}$ )	$e_x, e_y < 15\% L$
<b>Ass</b>	9.763	11.472	11.773	11.336	2.01	0.136	1.28	2.01	1.28	CV
<b>R+9</b>	9.752	11.472	11.711	11.39	1.959	0.082	1.28	1.959	1.28	CV
<b>R+8</b>	9.741	11.473	11.561	11.476	1.82	0.003	1.28	1.82	1.28	CV
<b>R+7</b>	9.73	11.474	11.379	11.58	1.649	0.106	1.28	1.649	1.28	CV
<b>R+6</b>	9.72	11.475	11.187	11.689	1.467	0.214	1.28	1.467	1.28	CV
<b>R+5</b>	9.709	11.476	10.997	11.801	1.288	0.325	1.28	1.288	1.28	CV
<b>R+4</b>	9.699	11.476	10.814	11.91	1.115	0.434	1.28	1.28	1.28	CV
<b>R+3</b>	9.69	11.477	10.645	12.015	0.955	0.538	1.28	1.28	1.28	CV
<b>R+2</b>	9.672	11.483	10.49	12.113	0.818	0.63	1.28	1.28	1.28	CV
<b>R+1</b>	9.53	11.42	10.35	12.197	0.82	0.777	1.28	1.28	1.28	CV
<b>RDC</b>	9.986	11.433	11.559	11.342	1.573	0.091	1.28	1.28	1.28	CV
<b>SS</b>	14.506	11.375	12.911	11.782	1.595	0.407	1.28	1.28	1.28	CV

**VI.7. interprétation des résultats :****VI.7.1- Vérification de la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

**a. Calcul de la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W**: Poids total de la structure

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A= 0.15** [ RPA (version 2003) /Tableau 4.1]

- **Coefficient de comportement R :**

Le contreventement mixte avec interaction **R = 5** [ RPA (version 2003) /Tableau 4.3]

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q = 1 + ΣP<sub>q</sub>**

Où **P<sub>q</sub>**: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfaite ou non.

**Tableau : VI. 2:** Valeurs des pénalités  $P_q$  [ RPA (version 2003) /Tableau 4.4]

Critère	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	<b>0.25</b>	<b>0.25</b>

A partir du **Tableau VI .2** ; on trouve :

$$Q_x = 1 + \sum P_{qx} = 1 + 0,25 = 1.25$$

$$Q_y = 1 + \sum P_{qy} = 1 + 0,25 = 1.25$$

**Alors :**  $Q = Q_x = Q_y = 1,25$

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

• **Périodes caractéristiques T1, T2 :**

Pour un site type  $S_3$  :  $T_1 = 0.15$  s,

$$T_2 = 0.5 \text{ s} \quad [\text{RPA (version 2003) /Tableau 4.7}]$$

- **Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

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 [ **RPA (version 2003) /Tableau 4.2**]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du **RPA99 (version 2003)**.

$T$  : 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 tableau **4-6 du RPA99/version2003**.

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Pour notre cas :  $h_N = 35.08$  m et  $C_T = 0.05$

$$1- T = C_T h_N^{3/4} = 0,05.(35.08)^{3/4} = 0,72 \text{ s}$$

$$2- T_{x1} = \frac{0.9 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.9 \times 35.08}{\sqrt{21.59}} = 0.68 \text{ s}$$

$$3- T_{y1} = \frac{0.9 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.9 \times 35.08}{\sqrt{25.55}} = 0.62 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T = \min ( T ; T_{x1} ; T_{y1} ) = \min ( 0.72 ; 0.68 ; 0.62 ) \Rightarrow T = \mathbf{0.62 \text{ s}}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T = 0.62 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D = D_x = D_y = 2,5 \times 0.88 \times (0.5 / 0.62)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.91}$$

• **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas  $\beta=0,20$ .

**Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel **Etabs** :

$$W = 78906.90 \text{ KN}$$

Donc ;

$$V = V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.25}{5} \times 78906.90 \Rightarrow \mathbf{V = 5651.71 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{80\%V = 4521.37 \text{ KN}}$$

**b. La résultante des forces sismiques :**

Après l'interprétation des résultats du fichier Etabs, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$\text{Sens xx : } V_x = 4670.38 \text{ KN} > 80\%V = \mathbf{4521.37 \text{ KN}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens yy : } V_y = 4647.66 \text{ KN} > 80\%V = \mathbf{4521.37 \text{ KN}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.7.2. Nombre de modes à considérer :** [RPA99/version2003/4.3.4 -a] :

a)- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b)- 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

N : le nombre de niveaux au dessus du sol

$T_K$  : la période du mode K

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{10} \approx 10 \text{ modes}$$

### **VI.8. Résultats de l'analyse dynamique par Etabs :**

#### **A/ Périodes et facteurs de participation modale :**

**Tableau VI.3 :** Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales.

Mode	Période [Sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
<b>1</b>	<b>0.721864</b>	5.3093	66.2577	5.3093	66.2577
<b>2</b>	0.706188	65.0811	5.2069	70.3904	71.4646
<b>3</b>	0.486847	0.2478	0.4048	70.6383	71.8694
<b>4</b>	0.195889	0.6953	15.8303	71.3335	87.6997
<b>5</b>	0.186544	16.6387	0.7102	87.9723	88.4099
<b>6</b>	0.133001	0.001	0.4238	87.9733	88.8337
<b>7</b>	0.114899	0.0002	0.1008	87.9735	88.9345
<b>8</b>	0.095889	0.0328	0.0372	88.0062	88.9717
<b>9</b>	0.093228	0.7568	5.0475	88.7631	<b>94.0192</b>
<b>10</b>	0.089625	5.1135	0.736	<b>93.8765</b>	94.7552

➤ **Remarque :**

L'analyse dynamique de la structure, nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- Une période fondamentale  $T_{\text{dyn}} = 0.72$  s.
- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx'), successivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Les 10 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%.

❖ **Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :**

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn}} = 0.72 \text{ s} < 1.3 \times T_{\text{amp}} = 1.3 \times 0.62 = 0.81 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

**B- Déplacement maximum absolu de chaque niveau :**

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec :

$\delta_K$ : Déplacement horizontal au niveau k ;

$\delta_{ek}$ : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par l'ETABS ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta k = \delta_K - \delta_{k-1}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :  $\Delta_{r adm} = 1\% h_e$  [Le RPA99version2003/5.10]

**h<sub>e</sub>**: Hauteur d'étage

$$\Delta_{r adm} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3.06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{r adm} = 1\% h_e = \frac{448}{100} = 4.48 \text{ cm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.4 :** Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

Niveau d'étage h [m]		$\delta_{ek}$ [cm]		$\delta_k$ [cm]		$\delta_{(k-1)}$ [cm]		$\Delta_k$ [cm]		$\Delta_{adm}$ [cm]	Vérification $\Delta_k < \Delta_{adm}$
		x	y	x	y	x	y	x	y		
<b>Ass</b>	35.88	1.26	1.41	6.30	7.05	6.25	7.15	0.05	0.10	3.06	<b>CV</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	35.08	1.25	1.43	6.25	7.15	5.70	6.55	0.55	0.60	3.06	<b>CV</b>
<b>8<sup>ème</sup></b>	32.02	1.14	1.31	5.70	6.55	5.15	5.90	0.55	0.65	3.06	<b>CV</b>
<b>7<sup>ème</sup></b>	28.96	1.03	1.18	5.15	5.90	4.55	5.20	0.60	0.70	3.06	<b>CV</b>
<b>6<sup>ème</sup></b>	25.90	0.91	1.04	4.55	5.20	3.90	4.50	0.65	0.70	3.06	<b>CV</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	22.84	0.78	0.90	3.90	4.50	3.25	3.75	0.65	0.75	3.06	<b>CV</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	19.78	0.65	0.75	3.25	3.75	2.55	2.95	0.70	0.80	3.06	<b>CV</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	16.72	0.51	0.59	2.55	2.95	1.90	2.20	0.65	0.75	3.06	<b>CV</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	13.66	0.38	0.44	1.90	2.20	1.25	1.50	0.65	0.70	3.06	<b>CV</b>
<b>1<sup>ier</sup></b>	10.60	0.25	0.30	1.25	1.50	0.70	0.90	0.55	0.60	3.06	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	7.54	0.14	0.18	0.70	0.90	0.30	0.40	0.40	0.50	3.06	<b>CV</b>
<b>SS</b>	4.48	0.06	0.08	0.30	0.40	0	0	0.30	0.40	4.48	<b>CV</b>

**VI.8. Justification vis a vis de l'effet P- $\Delta$  :**

Les effets du second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés, dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i + F_t$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7s$$

$$F_t = 0.07 T V \quad \text{si } T > 0.7s$$

Dans notre cas,  $T = 0.62 \text{ s} \leq 0.7s \Rightarrow F_t = 0$

$$\text{Donc : } V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.5 :** Tableau de vérification de l'effet P- $\Delta$  :

Niveaux	Hauteur (cm)	$\Delta_{Kx}$ (cm)	$\Delta_{Ky}$ (cm)	$P_K$ (KN)	$V_{Kx}$ (KN)	$V_{Ky}$ (KN)	$\theta_x$	$\theta_y$	Observation
<b>Ass</b>	80	0.05	0.10	177.310	21.18	19.60	0.005	0.011	<b>&lt; 0,1</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	306	0.55	0.60	7524.50	964.49	940.00	0.014	0.016	<b>&lt; 0,1</b>
<b>8<sup>ème</sup></b>	306	0.55	0.65	14274.76	1703.36	1664.30	0.015	0.018	<b>&lt; 0,1</b>
<b>7<sup>ème</sup></b>	306	0.60	0.70	21025.01	2294.17	2249.60	0.018	0.021	<b>&lt; 0,1</b>
<b>6<sup>ème</sup></b>	306	0.65	0.70	27895.75	2792.55	2746.96	0.021	0.023	<b>&lt; 0,1</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	306	0.65	0.75	34766.49	3233.98	3188.83	0.023	0.027	<b>&lt; 0,1</b>
<b>4<sup>ème</sup></b>	306	0.70	0.80	41769.20	3617.02	3574.09	0.026	0.031	<b>&lt; 0,1</b>
<b>3<sup>ème</sup></b>	306	0.65	0.75	48771.90	3935.68	3895.98	0.026	0.031	<b>&lt; 0,1</b>
<b>2<sup>ème</sup></b>	306	0.65	0.70	55918.04	4199.70	4161.35	0.028	0.031	<b>&lt; 0,1</b>
<b>1<sup>ier</sup></b>	306	0.55	0.60	63064.18	4419.16	4380.98	0.026	0.028	<b>&lt; 0,1</b>
<b>RDC</b>	306	0.40	0.50	70365.24	4579.33	4546.54	0.020	0.025	<b>&lt; 0,1</b>
<b>SS</b>	448	0.30	0.40	78906.90	4670.38	4647.66	0.011	0.015	<b>&lt; 0,1</b>

## VII. Etude des portiques

### VII.1. Introduction:

L'ossature du bâtiment est un ensemble tridimensionnel constituée d'éléments verticaux (poteaux et voiles) et horizontaux (poutres) liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

### VII.2. Définitions :

#### VII.2.1- 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 donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles (négligeable).

#### VII.2.2- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres principales et secondaires permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée.

### VII.3- Etude des portiques :

#### VII.3.1- Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes,
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

#### ❖ Combinaisons prises en compte :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires : (CBA93)

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

- Combinaisons accidentelles : RPA99 (version2003)

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux (contreventement mixte voiles-portiques)}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Etabs**.

**VII.3.2- Etude des poutres :**

On distingue trois types des poutres :

- Poutres principales type 01 :  $(30 \times 50) \text{ cm}^2$ .
- Poutres principales type 02 :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires type 01 :  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires type 02 :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**a. Ferrailage réglementaire :**➤ **Recommandation du RPA99 (version 2003):**

- Armatures longitudinales :
- Armatures minimales :  $0.5\% \times B$  en zone IIa.
- Armatures maximale  $\left\{ \begin{array}{ll} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de :  $40.\emptyset$  en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

• Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

**b** : Largeur de la section et

**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 :

$$S = \frac{h}{2}$$

➤ **Règlement CBA93 et BAEL91** :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

**b. Armatures longitudinales :**

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 maximaux en [KN.m] et efforts tranchants :

Sollicitations	E.L.U		E.L.S		ACC		Effort Tranchant
	M <sub>t</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	M <sub>t</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	M <sub>t</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	
<b>Poutre principale 1 (30×50)</b>	159.39	- 255.54	117.06	- 187.63	169.05	- 258.19	247.24
<b>Poutre principale 2 (30×30)</b>	30.91	- 44.53	22.70	- 32.68	26.23	- 52.44	93.28
<b>Poutre secondaire 1 (30×45)</b>	107.59	- 111.60	78.86	- 81.80	225.22	- 245.39	183.71
<b>Poutre secondaire 2 (30×30)</b>	22.11	- 26.22	16.18	- 19.24	79.51	- 100.22	21.24

**c. Armatures longitudinales :**

➤ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales type 01 :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.50 \text{ cm}^2$
- Poutres principales type 02 :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires type 01 :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.65 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires type 02 :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50 \text{ cm}^2$

➤ Conditions imposées par le BAEL.91 :

$$h = 50 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 45 \text{ cm}$$

- Poutres principales type 01 :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 45 = 1.63 \text{ cm}^2$

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 27 \text{ cm}$$

- Poutres principales type 02 :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.98 \text{ cm}^2$

$$h = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 40.5 \text{ cm}$$

- Poutres secondaires type 01 :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.47 \text{ cm}^2$

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 27 \text{ cm}$$

- Poutres secondaires types 02 :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.98 \text{ cm}^2$

➤ **Exemple de calcul** : Poutres principales type 1 (30×50) cm<sup>2</sup>

### b.1-En travée :

#### ❖ Situation durable et transitoire :

• **Etat limite ultime (E.L.U.) :**  $M_t^u = 159.39 \text{ KN.m}$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{159.39 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 45^2} = 0.185$$

$$\mu = 0.185 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.258$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.897$$

▪ Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{159390}{348 \times 0.897 \times 45} \Rightarrow A_t^u = 11.35 \text{ cm}^2.$$

❖ **Situation accidentelle :**  $M_t^{acc} = 169.05 \text{ KN.m}$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{169.05 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times 45^2} = 0.151$$

$$\mu = 0.151 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.206$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.918$$

▪ Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{169050}{400 \times 0.918 \times 45} \Rightarrow A_t^{acc} = 10.23 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) \Rightarrow A_t = \max(11.35; 10.23; 1.63) = 11.35 \text{ cm}^2$$

▪ Choix des armatures:

$$4\text{T}16+4\text{T}12 \longrightarrow A = 12.56 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**  $M_t^{ser} = 117.06 \text{ KN.m}$

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

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{159.39}{117.06} = 1.36$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha = 0.258 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
  - Fissuration peu nuisible  
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

## b.2-En appuis :

### ❖ Cas fondamentaux :

- **Etat limite ultime (E.L.U.) :**  $M_a^u = 255.54 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{255.54 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 45^2} = 0.296$$

$$\mu = 0.296 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.452$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.819$$

- Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{255540}{348 \times 0.819 \times 45} \Rightarrow A_a^u = 19.92 \text{ cm}^2.$$

### ❖ Situation accidentelle : $M_a^{acc} = 258.19 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{258.19 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times 45^2} = 0.230$$

$$\mu = 0.230 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.331$$

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

- Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{258190}{400 \times 0.987 \times 45} \Rightarrow A_a^{acc} = 14.53 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) \Rightarrow A_a = \max(19.52; 14.53; 1.63) = 19.52 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T16+4T20 \longrightarrow A = 20.61 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :  $M_a^{ser} = 187.63 \text{ KN.m}$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans  $A'$

- Acier FeE400

}  $\Rightarrow$

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{255.54}{187.63} = 1.36$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.430$$

$$\alpha = 0.452 > \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.433 \Rightarrow \text{On calcul les contraintes}$$

La fissuration est peu nuisible  $\Rightarrow$  il suffit de vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

On a :  $A = 20.61 \text{ cm}^2$  ;  $A' = 5.34 \text{ cm}^2$  (Armatures calculé en travée) ;

$$b = 30 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; d' = 5 \text{ cm} ; M^{ser} = 187630 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15}{b} \times (A + A') = \frac{15}{30} \times (20.61 + 5.34) = 12.98$$

$$E = \frac{30}{b} \times (A \cdot d + A' \cdot d') = \frac{30}{30} \times (20.61 \times 45 + 5.34 \times 5) = 954.15$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 \times E} = -12.98 + \sqrt{12.98^2 \times 954.15} = 20.53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{30 \times 20.53^3}{3} + 15 \times 20.61 \times (45 - 20.53)^2 + 5.34 \cdot (20.53 - 5)^2 = 290961.74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{187630}{290961.74} = 0.64$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.64 \times 20.53 = 13.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Fissuration peu nuisible

(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

**d. Armatures transversales :**

$$T_u^{max} = 247.24 \text{ KN}$$

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

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 247240 \text{ N} \leq 0.267 \times 40.5 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 811112.5 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inferieur :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 8.04 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 247240 - \frac{255540}{0.9 \times 45} \right) 10^{-2} = 6.93 \text{ cm}^2$$

⇒ Aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inferieures

c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Pour que les armatures transversales soient perpendiculaires à la ligne moyenne.

D'après le CBA93, la condition suivante doit être vérifiée :

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

$$\overline{\tau_{ad}} = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 4MPa\right) = \min(3.33; 4MPa)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_{ad}} = 3.33 MPa \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{247240}{30 \times 45 \times 10^2} = 1.83 MPa$$

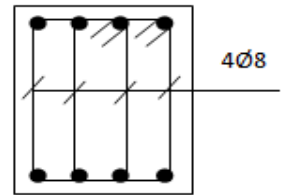
$\tau = 1.83 MPa < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1.63\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1.43; 3; 1.63) = 1.43 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8mm$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4 \phi 8 \rightarrow A_t = 2.01 cm^2$



**Fig.VII.1:** Armatures transversales.

e) L'espaceur des armatures transversales :

- Selon le **BAEL91**:

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 & (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1.83 - 0,3 \times 2.1)} = 10.50 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(40.5; 40) = 40.5 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times \sin \alpha \times 0.4} = \frac{2.01 \times 235}{30 \times 0.4} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min(10.50; 40.5; 39.36) = 10.50 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 10 \text{ cm}$ .

- Selon le **RPA99** (version2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12. \phi\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 2.01\right) = \min(12.5; 24.12) \Rightarrow \delta_t = 12.5 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow \delta_t = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 12.5 \text{ cm en zone nodale} \\ \delta_t = 25 \text{ cm en zone courante} \end{array} \right.$$

f) Vérification des armatures transversales:

- Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 12.5 \times 30 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 25 \times 30 = 2.25 \text{ cm}^2$$

d. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L \max}$$

**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.

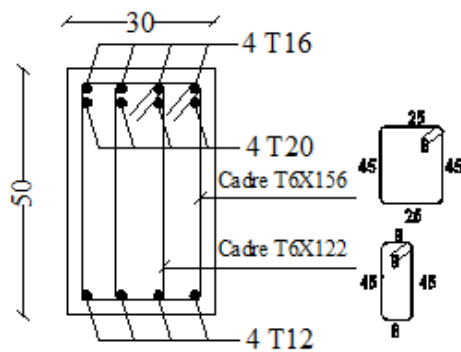
**Tableau VII.2** : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

Types des poutres		A min (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Barres choisis	A <sub>corr</sub>	Recouvrement
		BAEL	RPA V(2003)				
<b>Poutres principales 1</b> (30×50)	<b>Travées</b>	1.63	7.50	11.35	<b>4T12+4T16</b>	12.52	56
	<b>Appuis</b>	1.63	7.50	19.92	<b>4T16+4T20</b>	20.63	80
<b>poutres principales 2</b> (30×30)	<b>Travées</b>	0.98	4.50	3.47	<b>2T12+1T14</b>	3.80	56
	<b>Appuis</b>	0.98	4.50	5.14	<b>1T12+2T16</b>	5.15	64
<b>poutres secondaires 1</b> (30×45)	<b>Travées</b>	1.47	6.65	16.26	<b>4T14+4T20</b>	18.73	80
	<b>Appuis</b>	1.47	6.65	18.05	<b>6T16+2T20</b>	18.34	80
<b>poutres secondaires 2</b> (30×30)	<b>Travées</b>	0.98	4.50	8.28	<b>2T12+4T14</b>	8.42	56
	<b>Appuis</b>	0.98	4.50	10.84	<b>2T14+4T16</b>	11.12	64

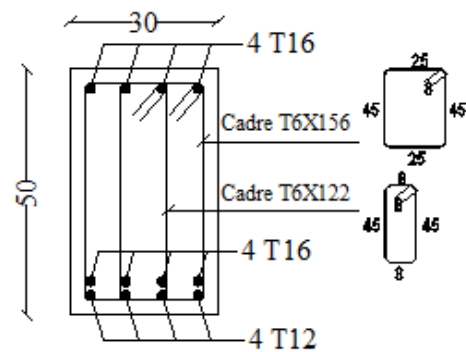
• **Ferraillage des poutres :**

1- **Poutre principale type 01 :**

• **En appui**

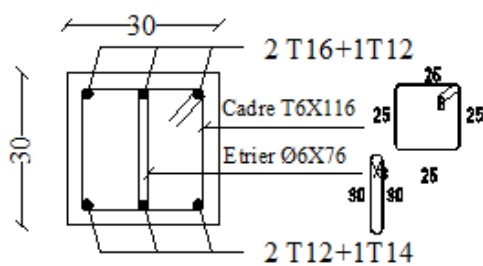


• **En travée**

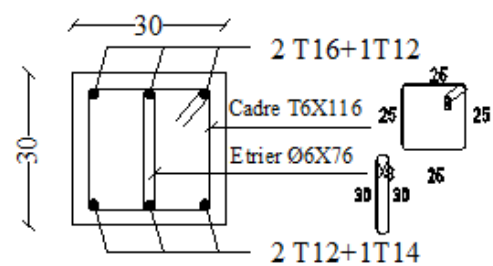


2- **Poutre principale type 02 :**

• **En appui**



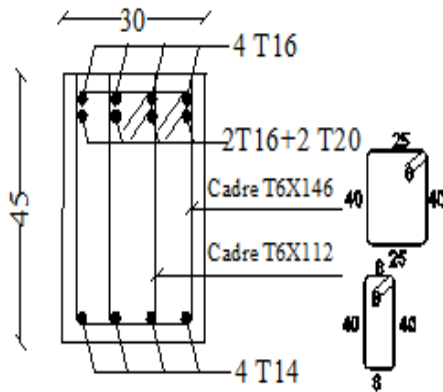
• **En travée**



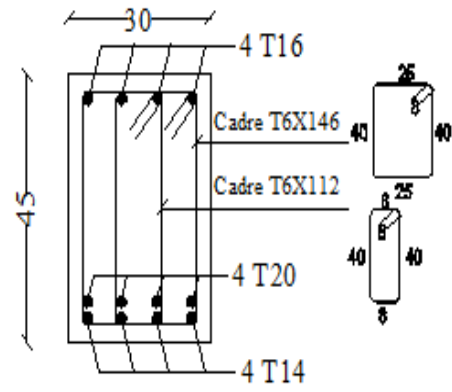
**Fig.VII.2:**Ferraillage des poutres Principale.

3- Poutre secondaire type 01 :

- En appui

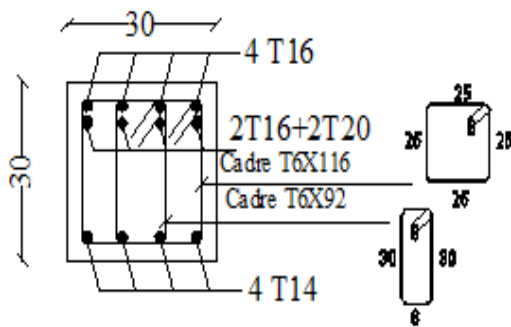


- En travée

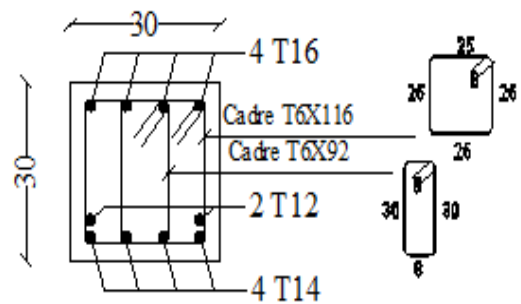


4- Poutre secondaire type 02 :

- En appui



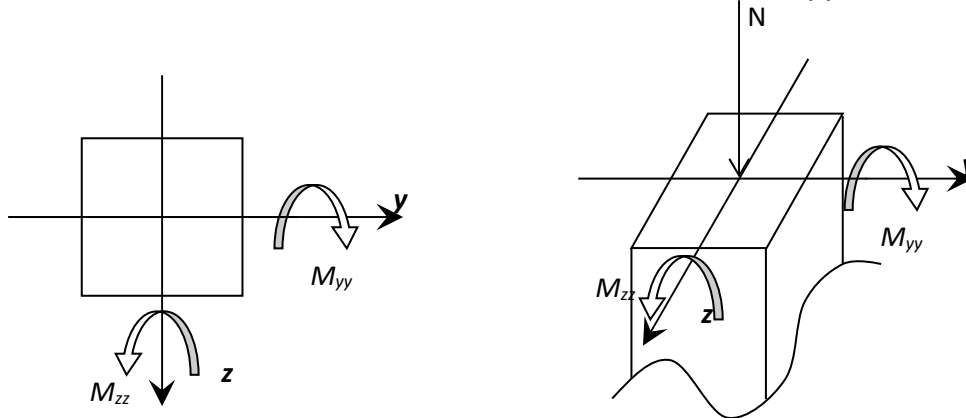
- En travée



**Fig.VII.3:**Ferraillage des poutres Principale.

**VII.2-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 ( $M_{y-y}$ ,  $M_{z-z}$ ).



**Fig.VII. 4 :** Sollicitation sur les poteaux.

**VII. 2.1. Combinaison de charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon les règles CBA 93 : (situation durable et transitoire)

$$\begin{cases} \text{ELU} \dots\dots\dots 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G+Q \end{cases}$$

Selon le RPA99/version 2003 : (situation accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

**VII.2.2. Principe de calcul :**

- 1)  $N^{\max}$   $\longrightarrow$   $\begin{cases} M_{xx} \text{ corr} \\ M_{yy} \text{ corr.} \end{cases}$
- 2)  $N^{\min}$   $\longrightarrow$   $\begin{cases} M_{xx} \text{ corr} \\ M_{yy} \text{ corr.} \end{cases}$
- 3)  $M_{xx}^{\max}$   $\longrightarrow$   $N_{\text{corr.}}$
- 4)  $M_{yy}^{\max}$   $\longrightarrow$   $N_{\text{corr.}}$

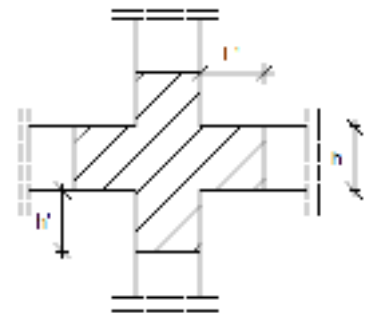
• **Les armatures longitudinales :**

• **Conditions du RPA99 (version 2003) :**

D'après le RPA99/version 2003(article.7.4.2),les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.

- Leur pourcentage maximale sera de :
  - ◆ 4% en zone courante et
  - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - ◆  $40\phi$  en zone II a
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- ✓ 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 :
 
$$L'=2h$$



**Fig. VII.5:** zone nodale.

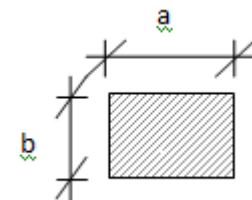
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

**h:** Hauteur de la poutre;

**b et a :** dimension du poteau;

**h<sub>e</sub>:** Hauteur libre entre deux étages.



**Fig. VII.6:** section du poteau.

- **Armature minimales imposées par les règles BAEL.91 :**

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

- **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

$\rho_a$ : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \left( \lambda_g = \frac{l_f}{a} \right) \\ \rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\delta_t$ : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Dans la Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm})$  (zone IIa)
- Zone courante :  $\delta_t \leq 15.\varnothing_L$  (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 donné 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 .

- **Selon les règles de BAEL91 :**

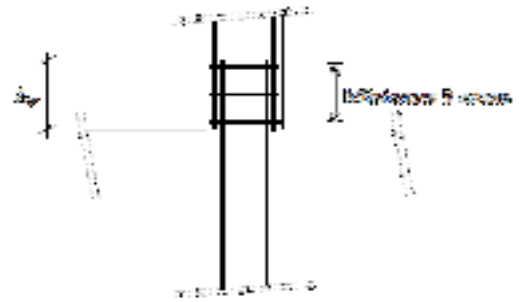
Le diamètre minimal des armatures transversales:  $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{L \max}}{3}$

Et l'espacement :  $\delta_t = \min(15\varphi_{L \min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm})$

$b$  : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\varphi_{L \min}$  : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.



**Fig. VII.7:** Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

- **Les types de poteaux :**

Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

**Tableau VII.2.** : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )
1	Sous sol et RDC	(70 × 70)
2	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	(65 × 65)
3	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	(60 × 60)
4	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	(55 × 55)
5	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	(50 × 50)
6	9 <sup>ème</sup> étage et cage d' ASS	(45 × 45)

**Tableau VII.3:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section (cm <sup>2</sup> )		Poteau (70×70)	Poteau (65×65)	Poteau (60×60)	Poteau (55×55)	Poteau (50×50)	Poteau (45×45)
	Sollicitations							
1.35 G + 1.5 Q	Cas1	N <sup>max</sup>	-4896.94	-3858.48	-2969.93	-2112.25	-1280.97	-469.88
		M <sub>zz</sub> <sup>cor</sup>	1.304	5.475	5.980	6.987	7.830	10.300
		M <sub>yy</sub> <sup>cor</sup>	-0.588	-44.954	-42.287	-43.657	-44.457	-52.971
	Cas2	M <sub>zz</sub> <sup>max</sup>	46.247	58.274	49.216	53.512	58.466	-59.077
		N <sup>cor</sup>	-2365.74	-3301.84	-2204.52	-759.29	-339.08	-387.10
	Cas3	M <sub>yy</sub> <sup>max</sup>	-85.564	118.612	124.904	-128.317	-131.093	-129.002
		N <sup>cor</sup>	-2280.81	-1719.74	-1194.71	-1393.96	-726.95	-409.94
	Cas4	N <sup>min</sup>	-1905.03	-1397.98	-968.08	-600.10	-281.85	-94.14
		M <sub>zz</sub> <sup>cor</sup>	-28.196	-28.291	-27.419	-26.191	-19.238	-19.672
		M <sub>yy</sub> <sup>cor</sup>	-5.73	-12.313	-16.961	-19.423	-18.564	-64.926
G+Q+E 0.8G±E	Cas1	N <sup>max</sup>	-3798.57	2953.62	-2219.32	-1577.58	-955.45	-351.10
		M <sub>zz</sub> <sup>cor</sup>	-5.442	36.650	1.964	2.800	3.029	-11.01
		M <sub>yy</sub> <sup>cor</sup>	-45.266	-154.87	-86.232	-79.706	-71.271	-43.935
	Cas2	M <sub>zz</sub> <sup>max</sup>	104.153	-99.266	-84.982	-77.530	67.664	-72.169
		N <sup>corr</sup>	-1128.34	-2397.22	-1530.10	-688.44	-207.09	-291.75
	Cas3	M <sub>yy</sub> <sup>max</sup>	201.343	-183.942	-194.324	188.30	-166.341	-150.291
		N <sup>cor</sup>	-834.76	-2462.17	-1854.35	-1189.80	-596.83	-326.62
	Cas4	N <sup>min</sup>	-366.87	-331.80	-284.40	-181.89	-88.52	-27.08
		M <sub>zz</sub> <sup>cor</sup>	-11.579	-10.552	1.395	3.215	-8.543	0.128
		M <sub>yy</sub> <sup>cor</sup>	19.472	43.858	3.250	3.87	37.237	-33.707
Effort tranchant	T		87.86	81.37	84.74	-86.65	-86.08	-98.01

❖ M[KN.m] ; N[KN] ; T[KN].

- **Exemple de calcul:**

- ✓ **Ferraillage du poteau de section (70×70) cm<sup>2</sup> :**

- **Armatures longitudinales :**

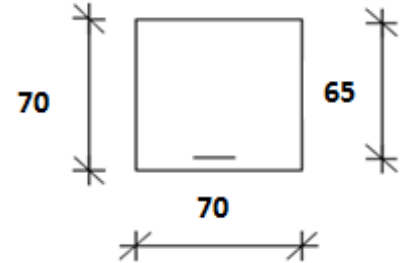
a) **Situation durable et transitoire :** Etat limite ultime (E.L.U) : (1.35G+1.5Q)

**b = 70 cm   h = 70 cm   d = 65cm**

- ❖ **1<sup>er</sup> Cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = - 4896.94 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = 1.304 \text{ KN.m.}$
- $M_{yy}^{\text{corr}} = - 0.588 \text{ KN.m.}$



**Fig.VII.8:** section de calcul

- **Calculé suivant l'axe yy :**

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

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{1.304}{4896.94} = 0.00027 \text{ m} = 0.027 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

- ✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.027}{70}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$  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<sub>a</sub> :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ **Excentricité du second ordre e<sub>2</sub> :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0.893}{0.893 + 0.066} = 0.931$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.931 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.63 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 4896.94 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 4896.94 \times [0.00027 + 0.02 + 0.0163] = 179.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

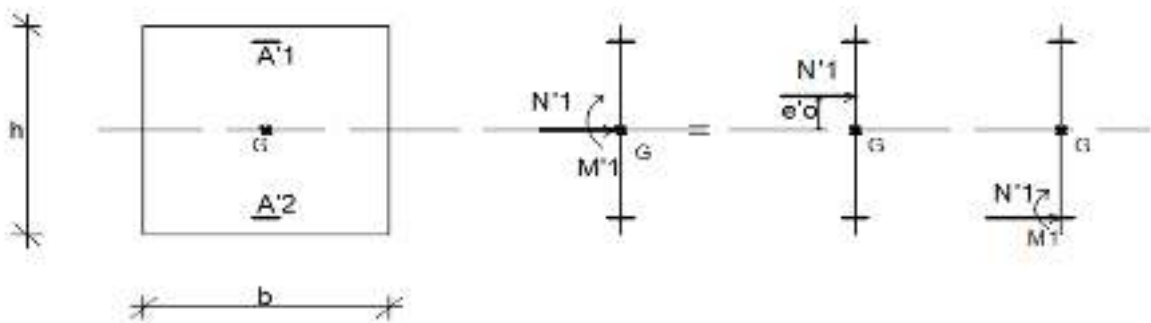
$$\begin{cases} N'_1 = 4896.94 \text{ KN} \\ M'_1 = 179.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{179.08}{4896.94} = 0.0366 \text{ m} = 3.66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  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.9:** Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 179.08 + 4896.94 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 1648.16 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1359593.2 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1359.59 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 4896.94 \times (0.65 - 0.05) - 1648.16 \Rightarrow (2) = 1290.00 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$(1) = 1359.59 \text{ KN.m} > (2) = 1290.00 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C.).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$  .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1648160}{14.2 \times 70 \times 65^2} = 0.392$$

$$\mu = 0.392 = \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.669$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.732$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1648160}{348 \times 0.732 \times 65} = 99.54 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 99.54 - \frac{4896940}{100 \times 348} = -41.18 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calculé suivant l'axe zz :**

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

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{0.588}{4896.94} = 0.00012 \text{ m} = 0.012 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.012}{70}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$  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<sub>a</sub> :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e<sub>2</sub> :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0.418}{0.418 + 0.016} = 0.963$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.963 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.65 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 4896.94 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 4896.94 \times [0.00012 + 0.02 + 0.0165] = 179.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 4896.94 \text{ KN} \\ M'_1 = 179.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{179.33}{4896.94} = 0.0366 \text{ m} = 3.66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 179.33 + 4896.94 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 1648.41 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1359593.2 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1359.59 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 4896.94 \times (0.65 - 0.05) - 1648.41 \Rightarrow (2) = 1289.75 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$(1) = 1359.59 \text{ KN.m} > (2) = 1289.75 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$  .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1648410}{14.2 \times 70 \times 65^2} = 0.393$$

$$\mu = 0.391 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.672$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.731$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1648410}{348 \times 0.731 \times 65} = 99.69 \text{ cm}^2$$

○ **On revient à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 99.69 - \frac{4896940}{100 \times 348} = -41.03 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **2<sup>eme</sup> Cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $M_{zz}^{\max} = 46.247 \text{ KN.m.}$
- $N^{\text{corr}} = - 2365.74 \text{ KN.}$

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

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{46.247}{2365.74} = 0.0195 \text{ m} = 1.95 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{1.95}{70}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$  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  $e_a$  :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{28.720}{28.720 + 4.984} = 0.852$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.852 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.56 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 2365.74 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 2365.74 \times [0.0195 + 0.02 + 0.0156] = 130.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 2365.74 \text{ KN} \\ M'_1 = 130.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{130.35}{2365.74} = 0.0551 \text{ m} = 5.51 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 130.35 + 2365.74 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 840.07 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1359593.2 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1359.59 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2365.74 \times (0.65 - 0.05) - 840.07 \Rightarrow (2) = 579.37 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1359.59 KN.m > (2) = 579.37 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{840070}{14.2 \times 70 \times 65^2} = 0.200$$

$$\mu = 0.205 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.282$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.887$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{840070}{348 \times 0.887 \times 65} = 41.87 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 41.87 - \frac{2365740}{100 \times 348} = -26.11 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **3<sup>eme</sup> Cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $M_{yy}^{\max} = -85.564 \text{ KN.m}$ .
- $N'^{\text{corr}} = -2280.81 \text{ KN}$ .

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

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{85.564}{2281.04} = 0.0375 \text{ m} = 3.75 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = \max [15 ; 20 \times \frac{3.75}{70} ] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = 15 \Rightarrow$  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<sub>a</sub> :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm} ] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e<sub>2</sub> :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{54.115}{54.115 + 8.339} = 0.866$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.866 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.57 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 2281.04 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 2280.81 \times [0.0375 + 0.02 + 0.0157] = 166.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 2280.81 \text{ KN} \\ M'_1 = 166.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'<sub>1</sub> :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{166.96}{2280.81} = 0.0732 \text{ m} = 7.32 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 166.96 + 2280.81 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 851.20 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1359593.2 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1359.59 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2280.81 \times (0.65 - 0.05) - 851.20 \Rightarrow (2) = 517.29 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1359.59 KN.m > (2) = 517.29 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{851200}{14.2 \times 70 \times 65^2} = 0.203$$

$\mu = 0.203 < \mu_L = 0.392$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'_1$  n'existe pas  $1000\epsilon_S > 1000\epsilon_L$  ;

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.287$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.885$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{851200}{348 \times 0.885 \times 65} = 42.52 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 42.52 - \frac{2280810}{100 \times 348} = -23.02 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **4<sup>eme</sup> Cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N'^{\min} = -1905.03 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = -28.196 \text{ KN.m.}$
- $M_{yy}^{\text{corr}} = -5.730 \text{ KN.m.}$

➤ **Calcule suivant l'axe yy :**

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

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{28.196}{1905.03} = 0.0148 \text{ m} = 1.48 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = \max [ 15 ; 20 \times \frac{1.48}{70} ] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = 15 \Rightarrow$  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  $e_a$  :**

$$e_a = \max [ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \max [ 2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm} ] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \Phi ] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{19.092}{19.092 + 1.614} = 0.922$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [ 2 + 0.922 \times 2 ] \Rightarrow e_2 = 1.62 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 1905.03 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 1905.03 \times [0.0148 + 0.02 + 0.0162] = 97.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 1905.03 \text{ KN} \\ M'_1 = 97.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{97.16}{1905.03} = 0.0510 \text{ m} = 5.10 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 97.16 + 1905.03 \times \left( 0.65 - \frac{0.70}{2} \right) \Rightarrow M_1 = 668.67 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1359593.2 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1359.59 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1905.03 \times (0.65 - 0.05) - 668.67 \Rightarrow (2) = 474.35 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1359.59 KN.m > (2) = 474.35 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{668670}{14.2 \times 70 \times 65^2} = 0.159$$

$$\mu = 0.159 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.218$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.913$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{668670}{348 \times 0.913 \times 65} = 32.38 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 32.38 - \frac{1905030}{100 \times 348} = -22.36 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcule suivant l'axe zz :**

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

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{5.73}{1905.03} = 0.0030 \text{ m} = 0.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section}$$

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.3}{70}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$  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  $e_a$  :**

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \quad \text{avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{3.658}{3.658 + 0.527} = 0.874$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.874 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.58 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 1905.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 1905.03 \times [0.0030 + 0.0200 + 0.0158] = 73.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 1905.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_1 = 73.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{73.92}{1905.03} = 0.0388 \text{ m} = 3.88 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 73.92 + 1905.03 \times \left( 0.65 - \frac{0.70}{2} \right) \Rightarrow M_1 = 645.43 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1359593.2 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1359.59 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1905.03 \times (0.65 - 0.05) - 645.43 \Rightarrow (2) = 497.59 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1359.59 KN.m > (2) = 497.59 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$  .

- **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{645430}{14.2 \times 70 \times 65^2} = 0.154$$

$$\mu = 0.154 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.210$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.916$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{645430}{348 \times 0.916 \times 65} = 31.15 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 31.15 - \frac{1905030}{100 \times 348} = -23.59 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

**b) Situation accidentelle : (G+Q±E ; 0.8 G±E)**

❖ **1<sup>er</sup> Cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N'^{\max} = -3798.57 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = -5.442 \text{ KN.m.}$
- $M_{yy}^{\text{corr}} = -45.266 \text{ KN.m.}$

➤ **Calculé suivant l'axe yy :**

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

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{5.442}{3798.57} = 0.0014 \text{ m} = 0.14 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section}$$

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.14}{70}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$  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  $e_a$  :**

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \quad \text{avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{3.432}{3.432 + 0.679} = 0.835$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.835 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.55 \text{ cm}$$

donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N' = 3798.57 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 3798.57 \times [0.0014 + 0.02 + 0.0155] = 140.16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = 3798.57 \text{ KN} \\ M'_1 = 140.16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = 3798.57 \text{ KN} \\ M'_1 = 140.16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = 3798.57 \text{ KN} \\ M'_1 = 140.16 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{140.16}{3798.57} = 0.0369 \text{ m} = 3.69 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression}$$

est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 140.16 + 3798.57 \times \left( 0.65 - \frac{0.70}{2} \right) \Rightarrow M_1 = 1279.73 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 18.48 \times 70 \times 70 = 1769386 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1769.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3798.57 \times (0.65 - 0.05) - 1279.73 \Rightarrow (2) = 999.41 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1769.39 KN.m > (2) = 999.41 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$  .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1279730}{18.48 \times 70 \times 65^2} = 0.234$$

$$\mu = 0.234 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\epsilon_S > 1000\epsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.338$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.865$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1279730}{400 \times 0.865 \times 65} = 56.90 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 56.90 - \frac{3798570}{100 \times 400} = -38.06 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calculé suivant l'axe zz :**

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

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{45.266}{3798.57} = 0.0119 \text{ m} = 1.19 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{1.19}{70}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$  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<sub>a</sub> :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e<sub>2</sub> :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{7.317}{7.317 + 0.984} = 0.881$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.881 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.59 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 3798.57 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 3798.57 \times [0.0119 + 0.02 + 0.0159] = 181.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 3798.57 \text{ KN} \\ M'_1 = 181.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{181.57}{3798.57} = 0.0478 \text{ m} = 4.78 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 181.57 + 3798.57 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 1321.14 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 18.48 \times 70 \times 70 = 1769386.08 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1769.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3798.57 \times (0.65 - 0.05) - 1321.14 \Rightarrow (2) = 958.00 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$(1) = 1769.39 \text{ KN.m} > (2) = 958.00 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$  .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1321140}{18.48 \times 70 \times 65^2} = 0.242$$

$$\mu = 0.242 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\epsilon_S > 1000\epsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.352$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.859$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1321140}{400 \times 0.859 \times 65} = 59.15 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 59.15 - \frac{3798570}{100 \times 400} = -35.81 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **2<sup>eme</sup> Cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $M_{zz}^{\max} = 104.153 \text{ KN.m.}$
- $N^{\text{corr}} = -1128.34 \text{ KN.}$

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

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{104.153}{1128.34} = 0.0923 \text{ m} = 9.23 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = N' \times \left( e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 1128.34 \times \left( 0.0923 + 0.65 - \frac{0.70}{2} \right) \Rightarrow M_1 = 442.65 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 18.48 \times 70 \times 70 = 1769386.08 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1769.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1128.34 \times (0.65 - 0.05) - 442.65 \Rightarrow (2) = 234.35 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1769.39 KN.m > (2) = 234.35 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{442650}{18.48 \times 70 \times 65^2} = 0.081$$

$$\mu = 0.081 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\epsilon_S > 1000\epsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{442650}{400 \times 0.958 \times 65} = 17.77 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 17.77 - \frac{1128340}{100 \times 400} = -10.44 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

### ❖ 3<sup>eme</sup> Cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $M_{yy}^{\max} = 201.343 \text{ KN.m.}$
- $N^{\text{corr}} = -834.76 \text{ KN.}$

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

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{201.343}{834.76} = 0.2412 \text{ m} = 24.12 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

#### ✓ Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = N' \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 834.76 \times (0.2412 + 0.65 - \frac{0.70}{2}) \Rightarrow M_1 = 451.77 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 18.48 \times 70 \times 70 = 1769386.08 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1769.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 834.76 \times (0.65 - 0.05) - 451.77 \Rightarrow (2) = 49.09 \text{ KN.m}$$

#### • Conclusion :

(1) = 1769.39 KN.m > (2) = 49.09 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C.).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

#### • Vérification de l'existence de $A'_1$ :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{451770}{18.48 \times 70 \times 65^2} = 0.083$$

$$\mu = 0.083 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.957$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{451770}{400 \times 0.957 \times 65} = 18.16 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 18.16 - \frac{834760}{100 \times 400} = -2.71 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

#### ❖ 4<sup>eme</sup> Cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N'^{\min} = -366.87 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = -11.579 \text{ KN.m.}$
- $M_{yy}^{\text{corr}} = 19.472 \text{ KN.m.}$

#### ➤ Calcul suivant l'axe yy :

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

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{11.579}{366.87} = 0.0316 \text{ m} = 3.16 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression}$$

est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = \max [15 ; 20 \times \frac{3.16}{70} ] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = 15 \Rightarrow$  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  $e_a$  :

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 ] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre  $e_2$  :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{19.092}{19.092 + 1.614} = 0.922$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.922 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.62 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N = 366.87 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 366.87 \times [0.0316 + 0.02 + 0.0162] = 24.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 366.87 \text{ KN} \\ M'_1 = 24.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{24.87}{366.87} = 0.0678 \text{ m} = 6.78 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 24.87 + 366.87 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 134.93 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 18.48 \times 70 \times 70 = 1769386 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1769.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 366.87 \times (0.65 - 0.05) - 134.93 \Rightarrow (2) = 85.19 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$(1) = 1769.39 \text{ KN.m} > (2) = 85.19 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$  .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{134930}{18.48 \times 70 \times 65^2} = 0.025$$

$\mu = 0.025 < \mu_L = 0.392$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'_1$  n'existe pas  $1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L$  ;

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.032$$

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

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{134930}{400 \times 0.987 \times 65} = 5.26 \text{ cm}^2$$

○ **On revient à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 5.26 - \frac{366870}{100 \times 400} = -3.91 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul suivant l'axe zz :

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

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{19.472}{366.87} = 0.053 \text{ m} = 5.30 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = \max [15 ; 20 \times \frac{5.30}{70} ] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = 15 \Rightarrow$  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<sub>a</sub> :

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre e<sub>2</sub> :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{3.658}{3.658 + 0.527} = 0.874$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.874 \times 2] \Rightarrow e_2 = 1.58 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 366.87 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 366.87 \times [0.053 + 0.02 + 0.0158] = 32.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 366.87 \text{ KN} \\ M'_1 = 32.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Position du point d'application de l'effort normal de compression N'<sub>1</sub> :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{32.58}{366.87} = 0.089 \text{ m} = 8.9 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 32.58 + 366.87 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 142.64 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 5) \times 18.48 \times 70 \times 70 = 1769386.08 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 1769.39 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 366.87 \times (0.65 - 0.05) - 142.64 \Rightarrow (2) = 77.48 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1769.39 KN.m > (2) = 77.48 KN.m  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C.).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{142640}{18.48 \times 70 \times 65^2} = 0.026$$

$\mu = 0.026 < \mu_L = 0.392$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'_1$  n'existe pas  $1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L$  ;

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.033$$

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

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{142640}{400 \times 0.987 \times 65} = 5.56 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 5.56 - \frac{366870}{100 \times 400} = -3.61 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion :**

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{ELU}} ; A_{\text{Acc}}) = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0.8\% \times (b \times h) = 0.008 \times 70 \times 70 = 39.2 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\text{min}} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b+h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 70 \times 70}{100} ; \frac{8 \times (70+70)}{100}\right) = \max(9.8 ; 11.2)$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} = 11.2 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion**

$$A = \max(A_{cal}; A_{minRPA}; A_{minBAEL}) = \max(0 ; 39.2 ; 11.2) \text{ cm}^2 = 39.2 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$12 \text{ T20} + 4 \text{ T12} \longrightarrow A = 42.22 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier de résultats **Etabs** :  $T_u^{\max} = 87.86 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{87860}{70 \times 70 \times 100} = 0.179 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = 0,179 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2.5}{3} = 0.83 \text{ cm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

- **Espacement des armatures transversales :**

➤ **Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min} ; 40\text{cm} ; b+10\text{cm}) = 37.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10 \phi_L^{\min} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 37.5 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 < 5 \Rightarrow A_{min} = 0.4 \% \times b \times \delta_t = 0.004 \times 70 \times 20 = 5.6 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \times h = 2 \times 70 = 140 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{4.48}{6}; 70; 70; 60\right) = 70 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi l_{max} \quad (\text{Zone IIa}) \quad \Rightarrow \quad L_r = 80 \text{ cm}$$

**Remarque :**

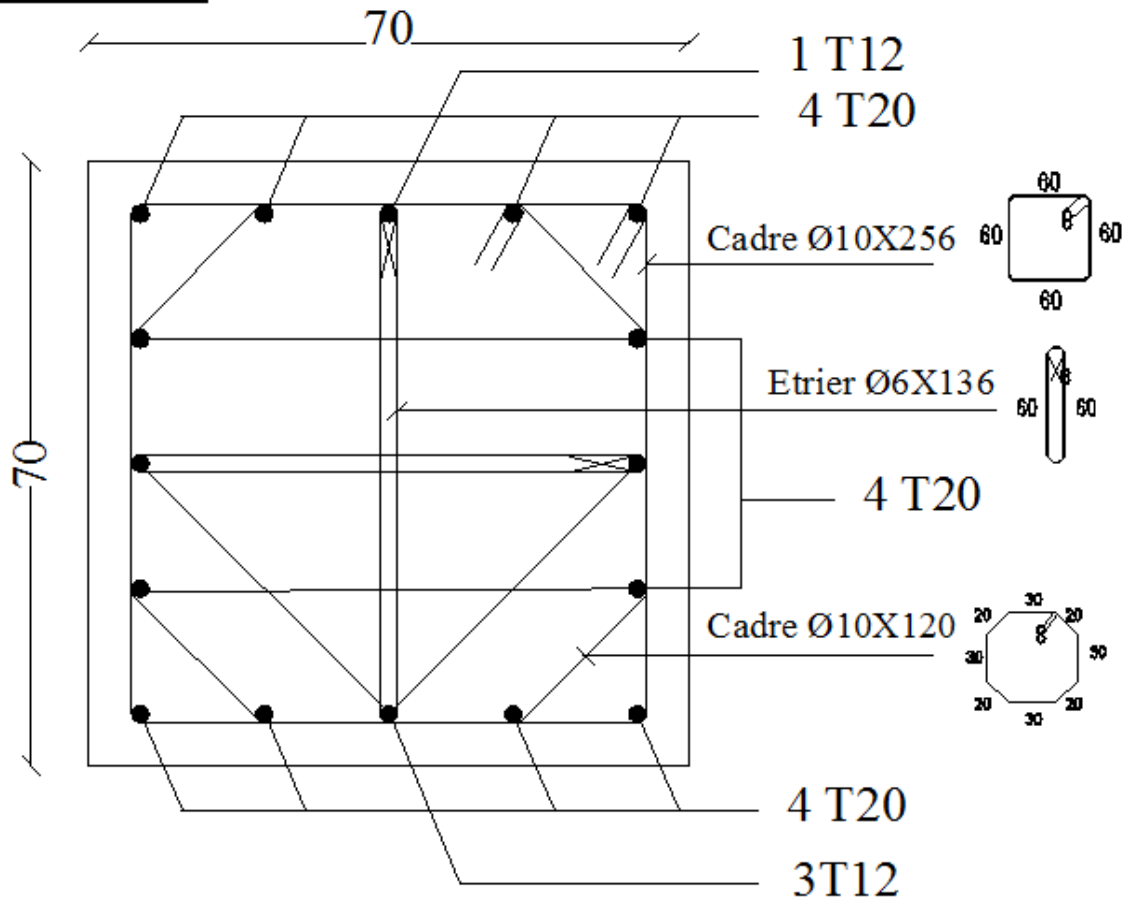
Le calcul des armatures des autres types des poteaux s'effectuera à l'aide de logiciel **Socotec** et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.4:** Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux

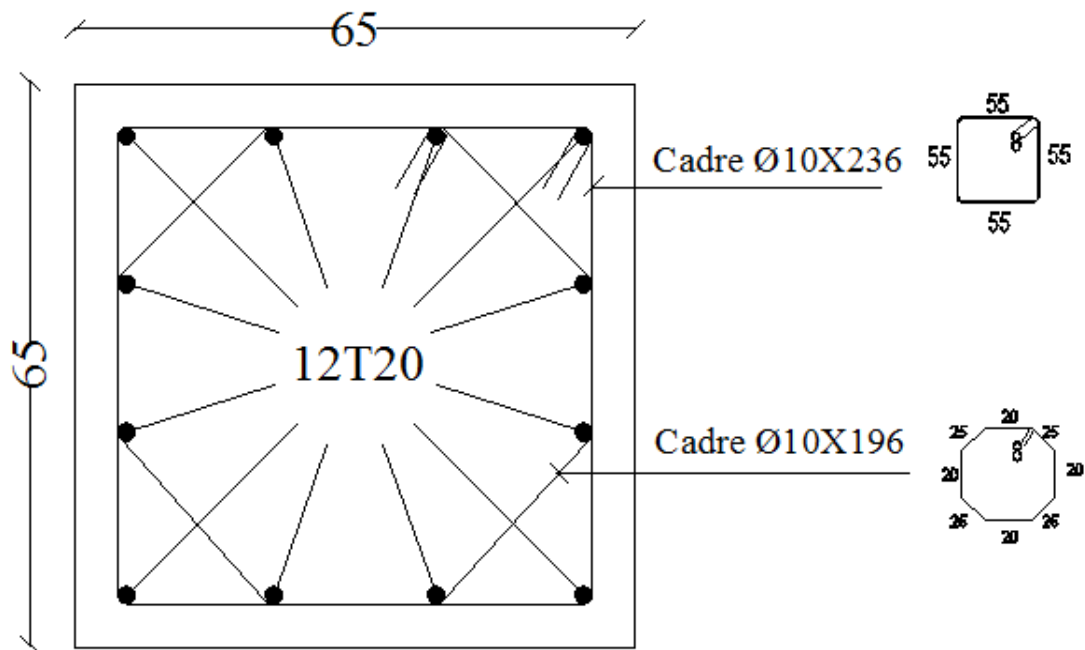
Types	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min RPA</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min BAEL</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A <sub>adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de Recouvrement [cm <sup>2</sup> ]
1	70 × 70	0	39.2	11.2	4T12+12T20	42.22	80
2	65 × 65	0	33.8	10.4	12T20	37.70	80
3	60 × 60	0	28.8	9.6	4T12+8T20	29.65	80
4	55 × 55	0	24.2	8.8	8T14+4T20	24.89	80
5	50 × 50	2.44	20	8	8T14+4T16	20.36	64
6	45 × 45	6.05	16.2	7.2	12T14	18.47	56

- **Ferrailage des poteaux :**

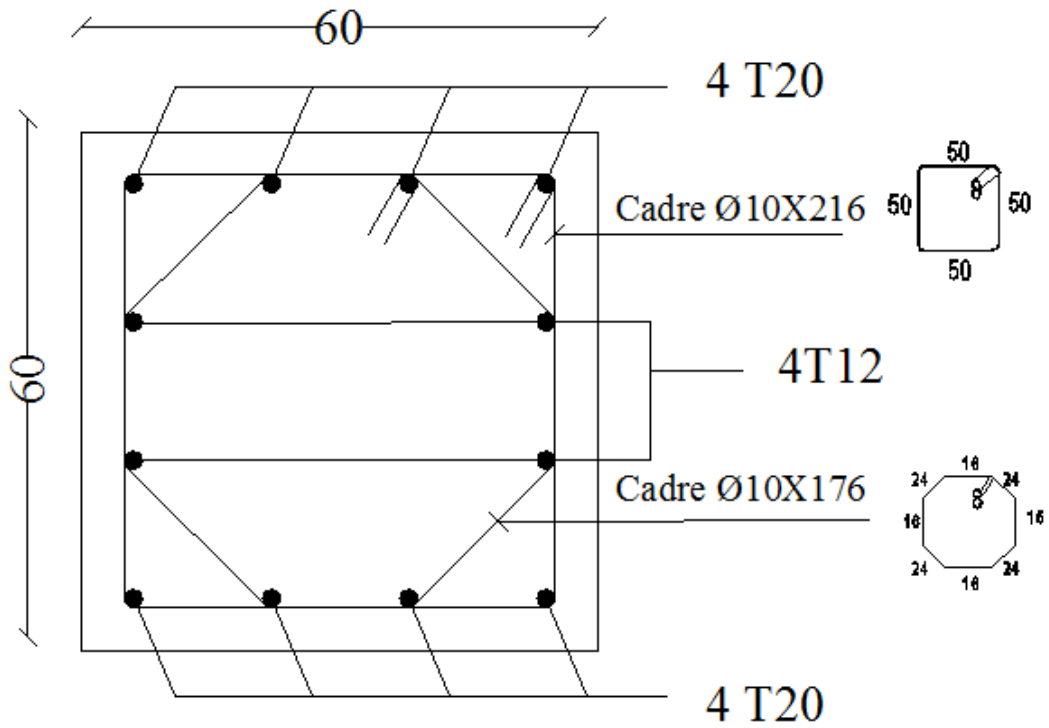
Poteau 70X70



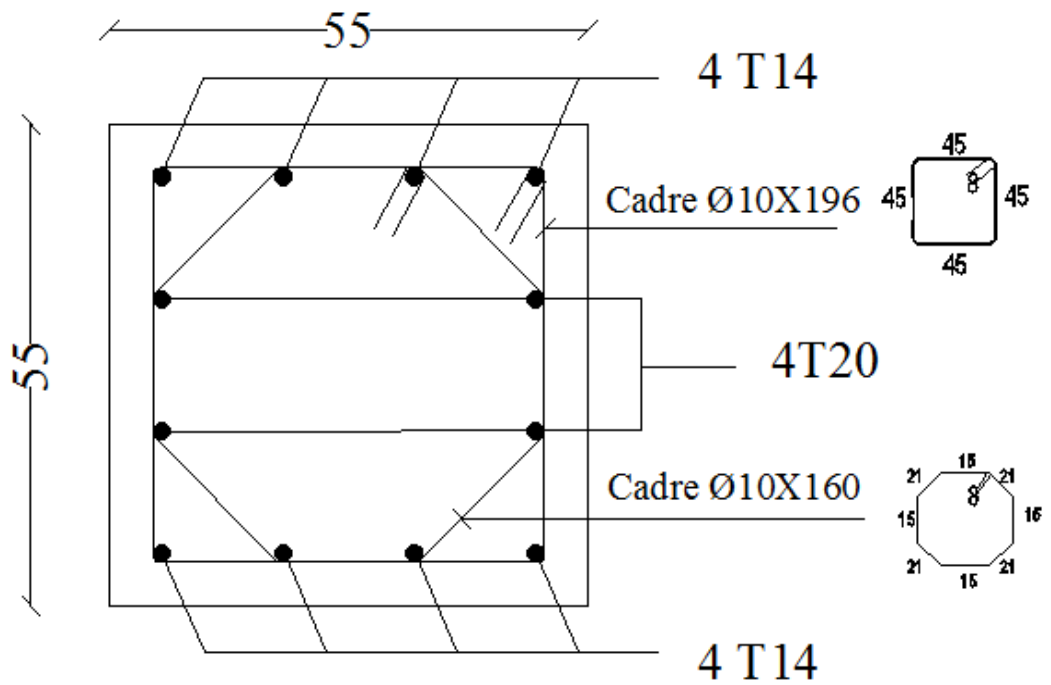
Poteau 65X65



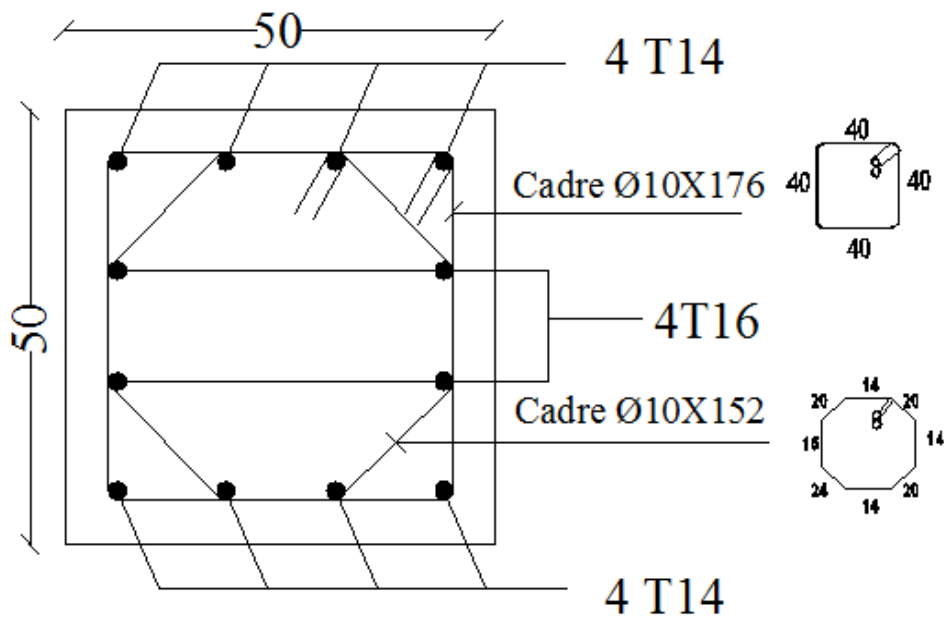
Poteau 60X60



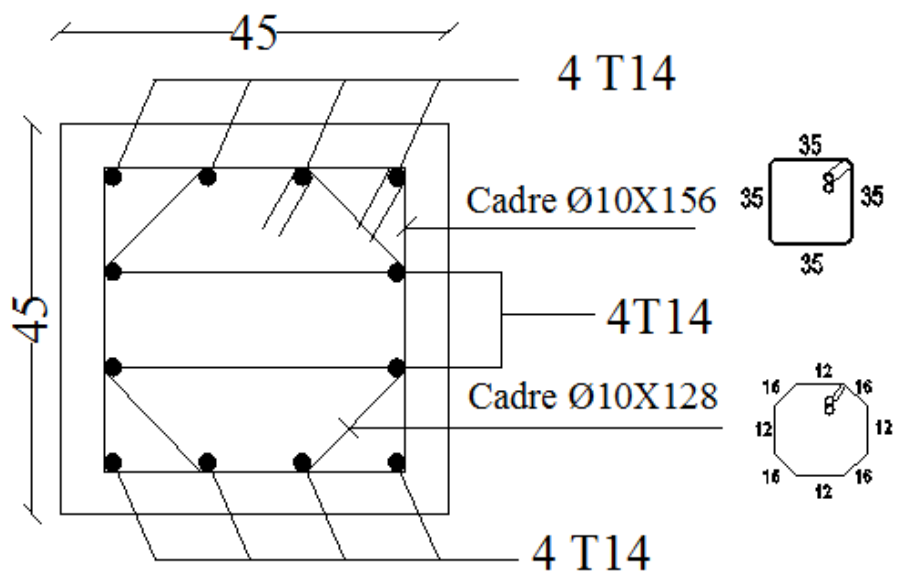
Poteau 55X55



Poteau 50X50



Poteau 45X45



**Fig.VII.10:** Ferrailage des poteaux.

## VIII. Etude des voiles

### VIII.1 Introduction :

Les voiles ou les refends sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieures à l'épaisseur ; et la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Ils travaillent à la flexion simple ou composée due à la poussée des terres (voiles périphériques) comme ils peuvent résister aux efforts sismique (efforts horizontaux) et aux efforts normaux de compression (voiles de contreventement).

Dans notre projet, on étudie deux types de voiles :

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement (sans ouvertures).

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ETABS**.

### VIII.2 Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 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.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99version2003/7.7.1] (voir chapitre II) ;

- 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 ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux et

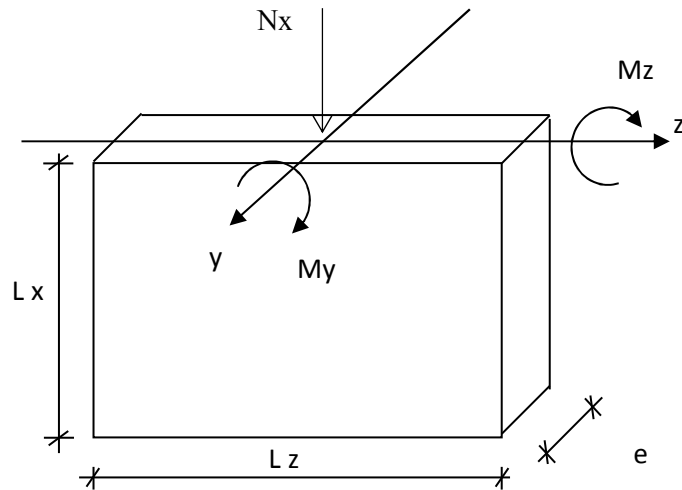
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{array}{l}
 - 1.35G + 1.5Q \\
 - G + Q \\
 - G \pm Q \pm E \\
 - 0.8G \pm E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G + Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array}} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

### 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]



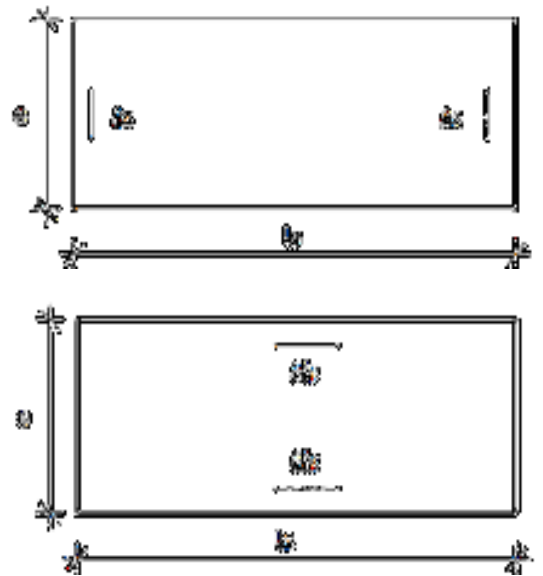
**Fig.VIII. 1:** Les sollicitations de calcul d'un voile.

#### Sens z-z :

$N_x ; M_y \Rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

#### Sens y-y :

$N_x ; M_z \Rightarrow$  section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).



**Fig.VIII. 2:** les sections de calcul

#### ➤ Condition du Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :

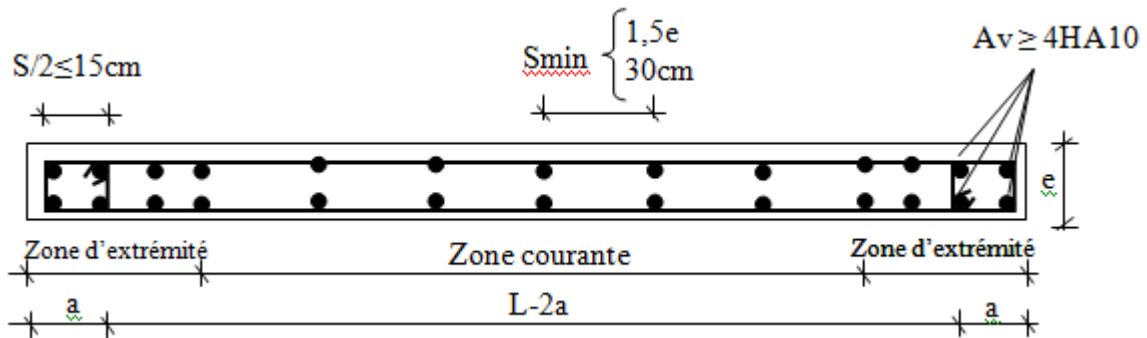
- Les armatures minimales :
- ✓ A chacune des extrémités du voile  $\longrightarrow AV \geq 4HA10.$
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèles aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%.$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V.$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2).$$

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité 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  $s$  :
  - ✓  $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$  en 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 (figure VIII.3). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
  - ✓ Le diamètre des barres verticales du voile :  $\Phi \leq \frac{1}{10} \times e$ .



**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 :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{fe}{\gamma_s}} \quad (\text{avec } k = 1)$$

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- 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  $10 \phi$

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- $20\phi$  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 de calcul du voile

Sollicitations		Situation durable et transitoire	Situation accidentelle
Cas1	$N^{\max}$	- 6464.08	- 6270.73
	$M_{zz}^{\text{cor}}$	- 3.445	- 4.937
	$M_{yy}^{\text{cor}}$	- 188.757	- 3575.444
Cas2	$M_{zz}^{\max}$	- 221.153	- 190.890
	$N^{\text{cor}}$	- 336.84	- 271.50
Cas3	$M_{yy}^{\max}$	621.158	- 8798.479
	$N^{\text{cor}}$	- 4517.89	- 4246.87
Cas4	$N^{\min}$	- 16.30	- 0.07
	$M_{zz}^{\text{cor}}$	- 1.845	- 1.156
	$M_{yy}^{\text{cor}}$	- 22.679	- 258.126

❖ **1<sup>er</sup> Cas : (situation durable et transitoire)**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N'^{\max} = - 6464.08 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = - 3.445 \text{ KN.m.}$
- $M_{yy}^{\text{corr}} = - 188.757 \text{ KN.m.}$

➤ **Calculé suivant l'axe yy :**

$b = 495 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$

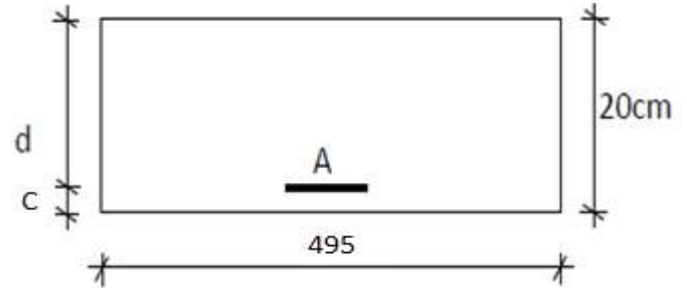


Fig.VIII.4: Section de calcul

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

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{3.445}{6464.08} = 0.00053 \text{ m} = 0.053 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

✓ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \max [15 ; 20 \times \frac{0.053}{20}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$  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  $e_a$  :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{2.350}{2.350 + 0.182} = 0.928$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 20} \times [2 + 0.928 \times 2] \Rightarrow e_2 = 5.69 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 6464.08 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 6464.08 \times [0.00053 + 0.02 + 0.0569] = 500.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

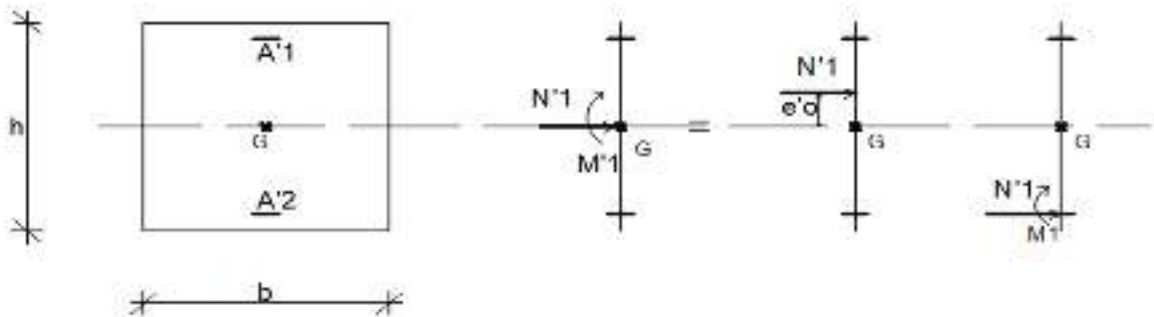
$$\begin{cases} N'_1 = 6464.08 \text{ KN} \\ M'_1 = 500.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{500.51}{6464.08} = 0.0774 \text{ m} = 7.74 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification 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.VIII.5:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 500.51 + 6464.08 \times \left(0.18 - \frac{0.20}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 1017.64 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.2 \times 495 \times 20 = 719769.6 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 719.77 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 6464.08 \times (0.18 - 0.02) - 1017.64 \Rightarrow (2) = 16.61 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$(1) = 719.77 \text{ KN.m} > (2) = 16.61 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (**S.P.C.**).

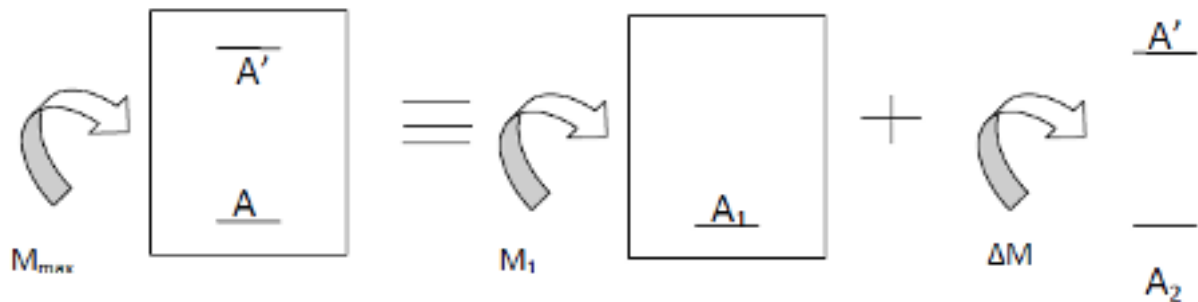
Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment  $M_1$  par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1017640}{14.2 \times 495 \times 18^2} = 0.447$$

$$\mu = 0.446 > \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ existe } 1000\varepsilon_s = 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



$$M_{11} = \mu_L \times \sigma_b \times b \times d^2 = 0.392 \times 14.2 \times 495 \times 18^2 = 892739.23 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow M_{11} = 892.74 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M = M_1 - M_{11} = 1017.64 - 892.74 = 124.9 \text{ KN.m}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{\sigma'_s \times (d - d')} = \frac{124900}{348 \times (18 - 2)} = 22.43 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_L = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_L}) = 0.669$$

$$\beta_L = 1 - 0.4\alpha_L = 0.732$$

$$\bar{A} = A_1 + A_2 = \frac{M_{11}}{\sigma_s \times \beta_L \times d} + \frac{\Delta M}{\sigma_s \times (d - d')} = \frac{892739.23}{348 \times 0.732 \times 18} + \frac{124900}{348 \times (18 - 2)}$$

$$= 194.70 + 22.43$$

$$\Rightarrow \bar{A} = 217.13 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = \bar{A} - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 217.13 - \frac{6464080}{100 \times 348} = \mathbf{31.38 \text{ cm}^2}$$

• Armature minimale (suivant RPA 99 version 2003) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(495 - 2 \times 15) \times 20] \times 0.10\% = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V = (495 \times 20 \times 0.15\%) - 2 \times 31.38 = -47.91$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2) = 9.3 \text{ cm}^2$$

• Choix :

$$\mathbf{28 \text{ T } 12} \longrightarrow \mathbf{A = 31.67 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

- E.L.S :

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.532}{4742.95} = 0.00053 \text{ m} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section .

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{M_{GB}}{N} < \frac{h}{6} = \frac{495}{6} = 82.5 \text{ cm} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée et il nous faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$b = 495 \text{ cm}^2$ ;  $h = 20 \text{ cm}^2$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$  et  $A'_{1} = A'_{2} = 31.67 \text{ cm}^2$ .

$B_0 = b \cdot h + 15 (A'_{1} + A'_{2}) = 495 \times 20 + 15 \times (31.67 \times 2) = 10850.1 \text{ cm}^2$ .

$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_{1} \times d' + A'_{2} \times d) \right] = \frac{1}{10850.1} \times \left[ \frac{495 \times 20^2}{2} + 15 \times (31.67 \times 20) \right] = 10 \text{ cm}$ .

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$

$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_{1} \times (V_1 - d')^2 + A'_{2} \times (d - V_1)] \Rightarrow$

$I_{xx'} = \frac{495}{3} \times (10^3 + 10^3) + 15 \times [31.67 \times (10 - 2)^2 + 31.67 \times (18 - 10)] = 364195.2 \text{ cm}^4$

$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 2.532 - 4742.95 \times \left( \frac{20}{2} - 10 \right) = 2.532 \text{ KN.m}$

$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{4742950}{100 \times 10850.1} = 4.37 \text{ MPa}$ .

$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{2532}{364195.2} = 0.007$

$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4.37 + 0.007 \times 10 = 4.44 \text{ MPa}$

$\sigma_b^1 = 4.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisants.

➤ Calcul suivant l'axe zz :

$b = 20 \text{ cm}$  ;  $h = 495 \text{ cm}$  ;  $c = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 485 \text{ cm}$

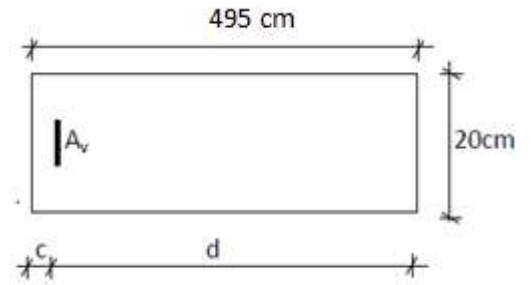


Fig.VIII.5: Section de calcul

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

$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{188.757}{6464.08} = 0.0292 \text{ m} = 2.92 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{495}{2} = 247.5 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

✓ Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :

$$\frac{L_f}{h} \leq ? \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ]$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.48 = 313.6 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{313.6}{70} = 4.48 \text{ cm} ; \max [ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = \max [ 15 ; 20 \times \frac{0.0292}{20} ] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4.48 \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} ] = 15 \Rightarrow$  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  $e_a$  :

$$e_a = \max [ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \max [ 2 \text{ cm} ; \frac{448}{250} = 1.79 \text{ cm} ] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre  $e_2$  :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \Phi ] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{124.341}{124.341 + 13.931} = 0.899$$

$$e_2 = \frac{3 \times 313.6^2}{10^4 \times 100} \times [ 2 + 0.899 \times 2 ] \Rightarrow e_2 = 1.12 \text{ cm}$$

donc :

$$\begin{cases} N'_1 = N' = 6464.08 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 6464.08 \times [0.0292 + 0.02 + 0.0112] = 390.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N'_1 = 6464.08 \text{ KN} \\ M'_1 = 390.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{390.43}{6464.08} = 0.0604 \text{ m} = 6.04 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{495}{2} = 247.5 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 390.43 + 6464.08 \times \left(4.85 - \frac{4.95}{2}\right) \Rightarrow M_1 = 15742.62 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times 495 - 0.81 \times 10) \times 14.2 \times 20 \times 495 = 22312154.7 \text{ N.m} \Rightarrow (1) = 22312.15 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 6464.08 \times (4.85 - 0.1) - 15742.62 \Rightarrow (2) = 14961.76 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$(2) = 727.04 \text{ KN.m} > (2) = 2195.20 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C.).

Le calcul de la section se fera en flexion simple et elle sera soumise à un moment par rapport aux armatures tendus  $A_1$ .

• **Vérification de l'existence de  $A'_1$  :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15742620}{14.2 \times 20 \times 485^2} = 0.235$$

$$\mu = 0.235 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L ;$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.340$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.864$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15742620}{348 \times 0.864 \times 485} = 107.95 \text{ cm}^2$$

○ On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N'}{100 \times \sigma_s}$$

$$A = 107.95 - \frac{6464080}{100 \times 348} = -77.80 < 0 \Rightarrow \text{on prendra } A = 0 \text{ cm}$$

- Armature minimale

A chacune des extrémités du voile  $\longrightarrow AV \geq 4HA10$ .

- Choix :

$$4 \text{ T } 12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

- E.L.S :

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{138.272}{4742.95} = 0.0292 \text{ m} = 2.92 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section .

$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{M_{GB}}{N} < \frac{h}{6} = \frac{495}{6} = 82.5 \text{ cm} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée et il nous faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$b = 20 \text{ cm}^2$  ;  $h = 495 \text{ cm}^2$  ;  $c = 10 \text{ cm}$  ;  $d = 485 \text{ cm}$  et  $A'_1 = A'_2 = 4.52 \text{ cm}^2$ .

$$B_0 = b \cdot h + 15 (A'_1 + A'_2) = 20 \times 495 + 15 \times (4.52 \times 2) = 10035.6 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{10035.6} \times \left[ \frac{20 \times 495^2}{2} + 15(4.52 \times 495) \right] = 247.5 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 495 - 247.5 = 247.5 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 (d - V_1)] \Rightarrow$$

$$I_{xx'} = \frac{20}{3} \times (247.5^3 + 247.5^3) + 15 \times [4.52 \times (247.5 - 10)^2 + 4.52(485 - 247.5)] \\ = 205986071.3 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 138.272 - 4742.95 \times \left( \frac{495}{2} - 247.5 \right) = 138.72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{4742950}{100 \times 10035.6} = 4.73 \text{ MPa}.$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{138720}{205986071.3} = 0.0007$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4.73 + 0.0007 \times 247.5 = 4.90 \text{ MPa}$$

$\sigma_b^1 = 4.90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisants.

- Armature minimale (suivant RPA 99 version 2003) :

$$A_{min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 495 = 14.85 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) =$$

- Le choix des armatures :

$$\text{Sens y-y : 28 T 12} \longrightarrow A = 31.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens z-z : 4 T 12} \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

- L'espace minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$- S \leq \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$- S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}, \text{ alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30 \text{ cm} .$$

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20 \text{ cm}$ .

$$S' = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

### Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} ; T = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 254.64 \times 10^3}{20 \times 485 \times 100} = 0.37 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u .$$

Le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire.

- Espace des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement :  $S = 20 \text{ cm}$ .

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow \text{(Pas de reprise de bétonnage)}$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$At \geq \frac{0.37}{0.9 \times \frac{400}{1.15}} \times 20 \times 20 = 0.47 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$At_{min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.37}{2} = 0.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin}) = 0.47 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$2\emptyset 8 \longrightarrow A = 1 \text{ cm}^2$$

**VIII.4-Étude des voiles périphériques :**

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 :**

$$P_{pr} = \bar{\gamma}_b \times V_b$$

$$\bar{\gamma}_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \cdot h \cdot e = 1 \times 4.5 \times 0,15 = 0.675 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.675 = 1687.5 \text{ Kg/mL}$$

❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1.35 \times P_{pr} = 1.35 \times 1687.5 = 2278.13 \text{ daN} = 22.78 \text{ KN/mL}$$

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{pr} = 16.88 \text{ KN}$$

**b) Calcul de la poussée des terres :**

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

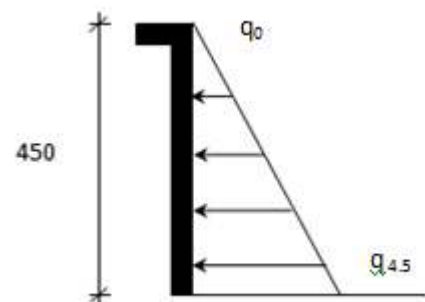
avec :

$$K_p : \text{coefficient de poussée} \left( K_p = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right);$$

h : hauteur du voile

$\gamma$ : Masse volumique des terres

$K_p$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel



**Fig.VIII. 5:** Contrainte du voile

Avec :  $\delta = \frac{2}{3}\varphi$  ;  $\varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  : frottement mur /sol)

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$K_p = 0,247.$$

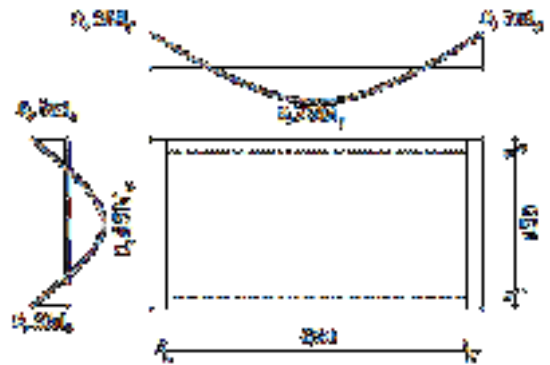
➤ Calcul des contraintes :

$$q_0 = 0$$

$$q_{4.5} = 0.247 \times 17 \times 4.5 = 18.90 \text{ KN/m}^2$$

On va considérer le voile comme une dalle qui repose sur quatre cotés avec une charge uniformément répartie  $q$ .

$$q = \frac{q_{4.5} + q_0}{2} = \frac{18.90 + 0}{2} = 9.45 \text{ KN/m}^2$$



**Fig.VIII.6:** Panneau de dalle appuyé sur 4 coté

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 9.45 = 12.76 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 12.76 \text{ KN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 9.45 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 9.45 \text{ KN/m}_L.$$

• Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{690} = 0.65 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portant suivant deux sens.}$$

• Calcul des moments :

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0751 \\ \mu_y^u = 0.3613 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0751 \times 12.75 \times 4.5^2 = 19.39 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0.3613 \times 19.39 = 7.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0.65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0805 \\ \mu_y^{ser} = 0.5235 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0805 \times 9.45 \times 4.5^2 = 15.40 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = 0.5235 \times 15.40 = 8.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**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 <sub>a</sub> (KN.m)	5.82	4.62	3.51	4.03
M <sub>t</sub> (KN.m)	16.48	13.09	5.26	6.05

➤ Calcul des ferrillages :

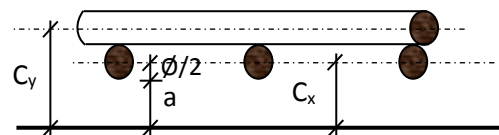
• Enrobage :

Fissuration préjudiciable → a = 2cm

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi = 1 \text{ cm}$



**Fig.VIII. :** Enrobage

Donc :

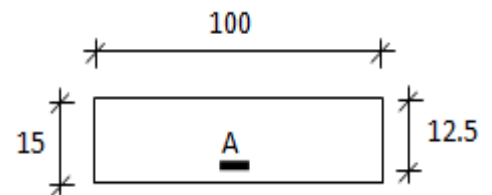
$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{1}{2} = 2.5cm \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5cm \\ d_x = h_0 - c_x = 12.5cm \\ d_y = h_0 - c_y = 11.5cm \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même ; on va prendre le moment maximal (moment en travée)

❖ **Sens x-x :**

➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 16.48 \text{ KN.m}$$



**Fig. VIII.7:** Section de calcul en travée (x-x)

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16480}{14.2 \times 100 \times 12.5^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16480}{348 \times 0,96 \times 12,5} = 3.95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx}^u = \max(A_{tx}^u \text{ cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{tx}^u = 3.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :**

$$6 \text{ T10/ml} \longrightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

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

$$M_{tx}^s = 13.09 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{B} = \frac{15 \times 5.50}{100} = 0.83$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.83 \times 12.5 = 20.75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.83 + \sqrt{0.83^2 + 20.75} = 3.80 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.80^3}{3} + 15 \times 5.50 \times (12.5 - 3.80)^2$$

$$= 8073.49 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{13090}{8073.49} = 1.62$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 1.62 \times 3.80 = 6.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 1.62 \times (12.5 - 3.80) = 211.41 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable  $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Il faut recalculer les armatures à l'état limite de service avec :}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Calcul des armature à l'ELS :**

$$\mu = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{13090}{201.63 \times 100 \times 12.5^2} = 0,00415$$

$$\mu_1 = 0,00415 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,897 \\ K_1 = 33.54 \end{cases} \quad (\text{tableau})$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{33.54} = 6.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{13090}{201.63 \times 0.897 \times 12.5} = 5.79 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Choix des armatures :**

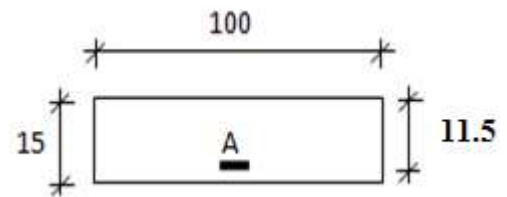
$$8 \text{ T10/ml} \longrightarrow A = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 12.5\text{cm}).$$

- ❖ **Sens y-y :**

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

$$M_{tx}^u = 5.26 \text{ KN.m}$$



**Fig. VIII.8:** Section de calcul en travée (y-y)

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5260}{14.2 \times 100 \times 11.5^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5260}{348 \times 0.986 \times 11.5} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx}^u = \max(A_{tx}^u \text{ cal}; A_{min}) \Rightarrow A_{tx}^u = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :**

$$7 \text{ T10/ml} \longrightarrow A = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 14\text{cm}).$$

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

$$M_{tx}^s = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{B} = \frac{15 \times 5.50}{100} = 0.83$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.83 \times 11.5 = 19.09$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.83 + \sqrt{0.83^2 + 19.09} = 3.62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.62^3}{3} + 15 \times 5.50 \times (11.5 - 3.62)^2$$

$$= 6704.05 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{6050}{6704.05} = 0.90$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.90 \times 3.62 = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.90 \times (11.5 - 3.62) = 106.38 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable  $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{ct} = 15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 150 \eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

## IX- Etude des fondations

### IX.1. Introduction :

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, ils risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol. La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance du sol.

la fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

**a) 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

**b) 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.1.2. Calcul des semelles :****1) Pré dimensionnement :**• **Semelle centrale:**

$$N = 4153.44 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left( \frac{a}{b} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{70}{70} \times \frac{4153.44}{2}} = 455.71 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 70 \text{ cm} ; b = 70 \text{ cm}$$

$$A = \left( \frac{70}{70} \right) \times B \Rightarrow A = B$$

$$\text{On prend : } B = 460 \text{ cm} \Rightarrow A = 460 \text{ cm}$$

• **Semelle de rive :**

$$N = 3781.22 \text{ KN}$$

$$B \geq 435.81 \text{ cm}$$

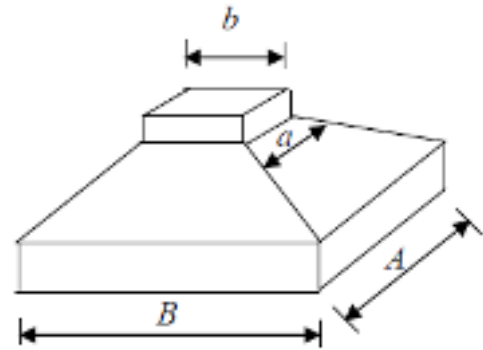
$$\text{On prend : } B = 440 \text{ cm} \Rightarrow A = 440 \text{ cm}$$

• **Semelle d'angle :**

$$N = 3061.91 \text{ KN}$$

$$B \geq 391.27 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } B = 395 \text{ cm} \Rightarrow A = 395 \text{ cm}$$



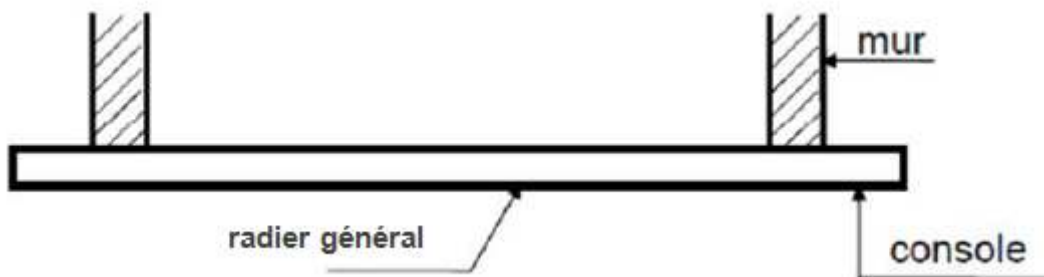
**Fig. XI.1: Semelle isolée.**

**Conclusion :**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchent aussi, pour cela le choix d'un radier général est inévitable.

**IX.2. Etude du radier :****IX.2.1) Généralité :**

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage et parfois comporte des débords (consolés extérieurs). Et comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.



**Fig. IX. 2:** coupe sur radier général

**Remarque :**

Le radier général sera calculé à la flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes :

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

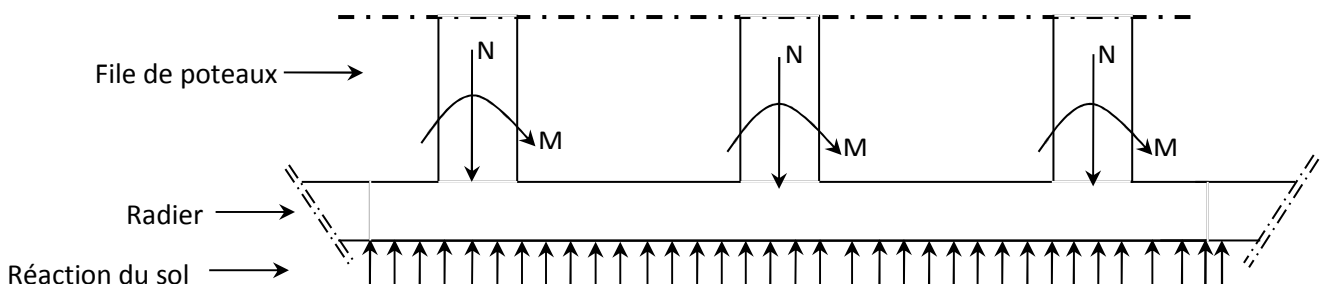
$$ACC \rightarrow G + Q \pm E$$

$$ACC \rightarrow 0.8G \pm E$$

[ RPA99 (V2003)/10.1.4.1 ]

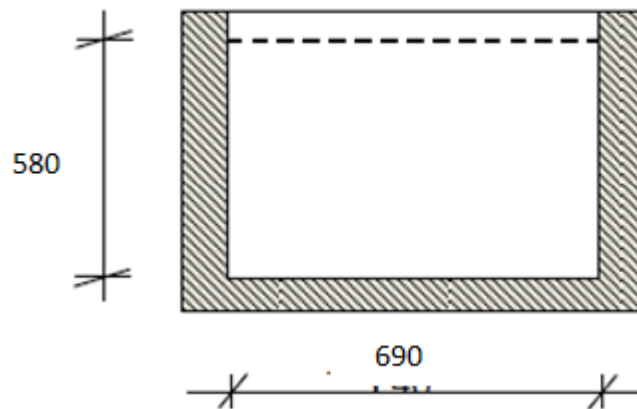
- L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$



**Fig. IX. 3:** Schéma statique du radier général

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable (Panneau N°2  
**FigIII.18 Chapitre III)**



**Fig. IX. 4:** Dimensions du panneau le plus sollicité.

### **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.

$$L = 6.90 \text{ m} \rightarrow 0.863 \text{ m} \leq h \leq 1.40 \text{ m}$$

#### **2) Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; (K=40MN/m<sup>3</sup>)

E : module d'Young du béton (E=3.10<sup>4</sup> Mpa) ;

I : inertie du radier ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ) ;

b : largeur du radier.

Pour notre cas L= 6.9 m.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left( \frac{2 \times 6.9}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 1.14 \text{ m}$$

### 3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\right) \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible ;

$T^{\max}$  : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.8}{6.9} = 0.84 \Rightarrow$  le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\} T_u = \max(T_x^u; T_y^u)$$

**Calcul  $q_u$  :**

La surface du radier est de :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = (19.4+1) \times (22.75+1) = 484.5 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 17249.51 \text{ KN}$$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q^u = 1.35 \times \frac{17249.51}{484.5} + 1.5 \times 5 = 55.56 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x^u = \frac{55.56 \times 5.8}{2} \times \frac{6.9^4}{6.9^4 + 5.8^4} = 107.47 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{55.56 \times 6.9}{2} \times \frac{5.8^4}{5.8^4 + 6.9^4} = 63.83 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_u = 107.47 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow h \geq \frac{107470}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^4} = 4.78 \text{ cm} = 4.78 \times 10^{-2} \text{ m}$$

**4) Condition de non poinçonnement :**

Il faut que :  $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} \dots \dots \dots (1)$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier et

$h$  : Epaisseur du radier et

$N_u$  : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure,

$N_u \text{ max} = 4153.44 \text{ KN}$  (appliquée par un poteau de section carré (70x70)  $\text{cm}^2$  ).

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h)$$

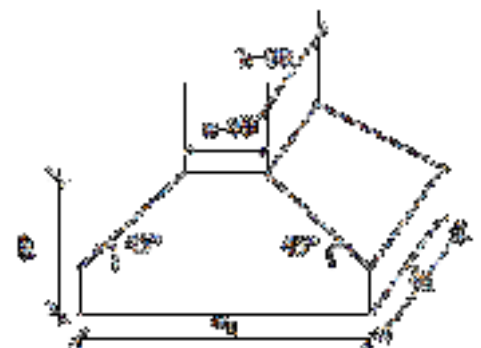
L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0.045 \cdot 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$N_u \times 10^3 \leq 0.045 \cdot 2 \cdot (70 + 70 + 2 \cdot h) \times h \times 25 \times 10^2$$

$$4.5 \cdot h^2 + 315 h - 41534.4 \geq h$$

On aura  $h \geq 0.67 \text{ m}$



**Figure IX.5:** Dimension de la semelle

**Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend  $h = 140$  cm

❖ La hauteur des nervures :  $h_n$

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{690}{10} = 69 \text{ cm}$$

On prendra  $h_n = 80$  cm.

❖ Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{690}{20} = 34.5 \text{ cm}$$

On prendra  $e = 40$  cm

• **Pré dimensionnement des poutres :**

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales et
- Poutres secondaires

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux

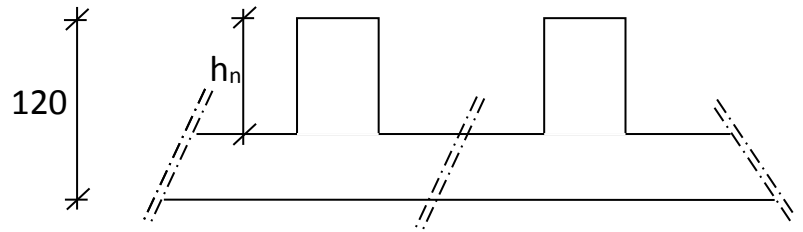
Conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

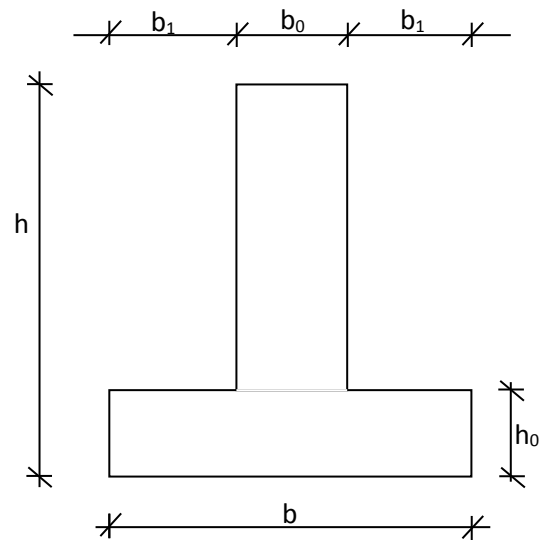
$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$L_x = 580$  cm ;  $L_y = 690$  cm.



**Fig. IX. 6:** Dimension du radier.



**Fig. IX. 7:** dimension de la poutre

**Tableau IX. 1:** Dimensions des poutres.

	<b>Poutres principales</b>	<b>Poutres secondaires</b>
<b>h (cm)</b>	140	140
<b>h<sub>0</sub> (cm)</b>	40	40
<b>b<sub>0</sub> (cm)</b>	50	50
<b>b<sub>1</sub> (cm)</b>	60	50
<b>b (cm)</b>	170	150

**IX. 2.3. Détermination des sollicitations :****a) Caractéristiques du radier :**

$h = 140 \text{ cm}$  ;  $e = 40 \text{ cm}$  ;  $h_n = 100 \text{ cm}$

Surface du radier :  $S = 484.5 \text{ m}^2$

Inerties du radier :  $I_{xx} = 22774.02 \text{ m}^4$  ;  $I_{yy} = 16802.46 \text{ m}^4$

Abscisse du centre de gravité du radier :  $V_x = 10.20 \text{ m}$  ;  $V_y = 11.88 \text{ m}$

**b) Calcul du poids du radier:  $P_r$** 

- Poids du radier sans poutres :

$$P_1 = S \cdot e \cdot \bar{\gamma}_b = 484.5 \times 0.4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 4845 \text{ KN.}$$

Avec :

$e$  : épaisseur du radier sans poutres ;

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton ;

- Poids des poutres principales :

$$P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \bar{\gamma}_b = 116.4 \times (1.4 - 0.4) \times 0.50 \times 25 \Rightarrow P_2 = 145.5 \text{ KN.}$$

$L$  : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

- Poids des poutres secondaires :

$$P_s = L'(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \bar{\gamma}_b = 113.75 \times (1.4 - 0.4) \times 0.50 \times 25 \Rightarrow P_2 = 1421.88 \text{ KN.}$$

$L'$  : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$\text{Donc : } P_r = P_1 + P_p + P_s = 4845 + 145.5 + 1421.88 = 6686.2 \text{ KN}$$

**c) Surcharges d'exploitation :  $Q_r$** 

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 484.5 \Rightarrow Q_r = 2422.5 \text{ KN.}$$

**d) Combinaisons d'actions :****❖ Situations durable et transitoire Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\underbrace{(1.35G + 1.5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1.35 P_r + 1.5 Q_r)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

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.

$$N_u^1 = 12912.76 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1.35 \times 6686.2 + 1.5 \times 2422.5 = 12660.12 \text{ KN}$$

$$N_u = 12912.76 + 12660.12 \Rightarrow N_u = 25572.88 \text{ KN}$$

$$M_x = 440.692 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 16668.687 \text{ KN.m}$$

Avec :

$M_x$  et  $M_y$  : 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:**  $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$  et  $[(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$ 

**Tableau IX.2 :** tableau récapitulatif des sollicitations au situation accidentelle.

Combinaisons d'actions		Na (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
1 <sup>er</sup> cas	$(G + Q + Ex) + (Pr + Qr)$	18570.75	1408.591	23092.146
2 <sup>ème</sup> cas	$(G + Q - Ex) + (Pr + Qr)$	18570.75	-752.287	1234.551
3 <sup>ème</sup> cas	$(G + Q + Ey) + (Pr + Qr)$	18570.75	12545.279	13234.957
4 <sup>ème</sup> cas	$(G + Q - Ey) + (Pr + Qr)$	18570.75	-11888.975	11091.74
5 <sup>ème</sup> cas	$(0.8 G + Ex) + 0.8 Pr$	15937.07	1355.297	19335.922
6 <sup>ème</sup> cas	$(0.8 G - Ex) + 0.8 Pr$	15937.07	-805.581	-2521.673
7 <sup>ème</sup> cas	$(0.8 G + Ey) + 0.8 Pr$	15937.07	12491.985	9478.733
8 <sup>ème</sup> cas	$(0.8 G - Ey) + 0.8 Pr$	15937.07	-11942.269	7335.516

**❖ Etat limite service (E.L.S.) :**  $(G + Q) + (Pr + Qr)$ 

$$N_s = 9462.05 + (6686.2 + 2422.5) = 18570.75 \text{ KN}$$

$$M_x = 328.152 \text{ KN.m}$$

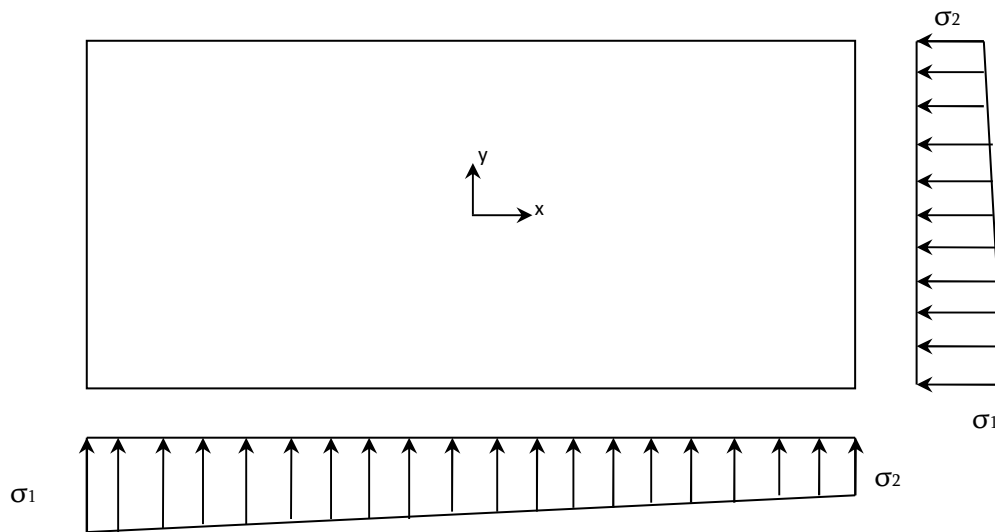
$$M_y = 12163.349 \text{ KN.m}$$

e) **Vérification des contraintes sous le radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)



**Fig. IX. 8:** Schéma des contraintes du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar ( E.L.U et E.L.S)}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 1.5 \times \sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bar ( S.AC)}$$

✓ **Exemple de calcul :**

**E.L.U/ Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{25572.88}{484.5} \pm \frac{440.692}{22774.02} \times 10.20 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.53 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bar} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.52 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bar} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.53 \text{ bar}$$

**Tableau IX.3** : tableau récapitulatif de la vérification des contraintes sous le radier.

Situation		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_{moy}$	$\bar{\sigma}_{adm}$	Vérification	
<b>E.L.U</b>	<b>Sens xx</b>	0.53	0.53	<b>0.53</b>	<b>2</b>	<b>CV</b>	
	<b>Sens yy</b>	0.65	0.41	<b>0.59</b>	<b>2</b>	<b>CV</b>	
<b>E.L.S</b>	<b>Sens xx</b>	0.38	0.38	<b>0.38</b>	<b>2</b>	<b>CV</b>	
	<b>Sens yy</b>	0.47	0.30	<b>0.43</b>	<b>2</b>	<b>CV</b>	
<b>S.AC</b>	<b>1<sup>er</sup> cas</b>	<b>Sens xx</b>	0.39	0.38	<b>0.39</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens yy</b>	0.55	0.22	<b>0.46</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
	<b>2<sup>ème</sup> cas</b>	<b>Sens xx</b>	0.38	0.39	<b>0.38</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens yy</b>	0.39	0.37	<b>0.39</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
	<b>3<sup>ème</sup> cas</b>	<b>Sens xx</b>	0.44	0.33	<b>0.41</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens yy</b>	0.48	0.29	<b>0.43</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
	<b>4<sup>ème</sup> cas</b>	<b>Sens xx</b>	0.33	0.44	<b>0.36</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens yy</b>	0.46	0.30	<b>0.42</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
	<b>5<sup>ème</sup> cas</b>	<b>Sens xx</b>	0.34	0.32	<b>0.33</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens yy</b>	0.47	0.19	<b>0.40</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
	<b>6<sup>ème</sup> cas</b>	<b>Sens yy</b>	0.33	0.33	<b>0.33</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens xx</b>	0.31	0.35	<b>0.32</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
	<b>7<sup>ème</sup> cas</b>	<b>Sens yy</b>	0.38	0.27	<b>0.36</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens xx</b>	0.40	0.26	<b>0.36</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
	<b>8<sup>ème</sup> cas</b>	<b>Sens xx</b>	0.28	0.38	<b>0.30</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>
		<b>Sens yy</b>	0.38	0.28	<b>0.35</b>	<b>3</b>	<b>CV</b>

**IX. 3. Ferrailage du radier :****IX.3.1. Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

**• Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m

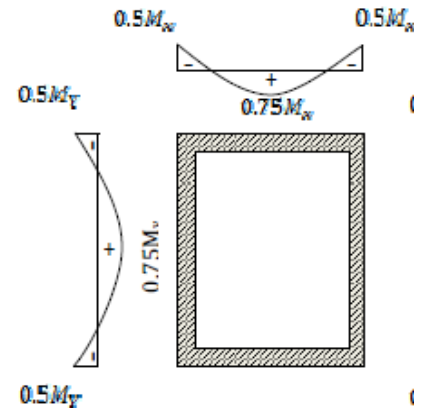
$$q = \sigma_m \times 1m$$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = -5.4 \text{ m}$$

$$L_y = 6.5 \text{ m}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{6.5} = 0.83 > 0.4 \rightarrow$  La dalle porte suivant les deux directions.



$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

**Fig. IX.10:** Schéma du panneau de la dalle**❖ Etat limite ultime (E L U) :**

$$\overline{q_u} = \sigma_m \times 1 = 59 \times 1 \Rightarrow \overline{q_u} = 59 \text{ KN/mL}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{6.5} = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0528 \\ \mu_y^u = 0.6494 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times l_x^2 = 0.0528 \times 59 \times 5.4^2 = 90.84 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.6494 \times 90.84 = 58.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Moment en travée :**

$$M_t^u = 0.75 \cdot M_x^u = 0.75 \times 90.84 = 68.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 0.75 \cdot M_y^u = 0.75 \times 58.99 = 44.24 \text{ KN.m}$$

**b. Moment en appuis intermédiaires**

$$M_a^u = 0.5 \cdot M_x^u = 0.5 \times 90.84 = 45.42 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = 0.5 \cdot M_y^u = 0.5 \times 58.29 = 29.50 \text{ KN.m}$$

**❖ Etat limite de service (E L S) :**

$$\overline{q_{ser}} = \sigma_m \times 1 = 43 \times 1 \Rightarrow \overline{q_{ser}} = 43 \text{ KN/mL}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{6.5} = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0596 \\ \mu_y^{ser} = 0.7518 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times l_x^2 = 0.0596 \times 43 \times 5.4^2 = 74.73 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.7518 \times 74.73 = 58.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Moment en travée :

$$Mt_x^{ser} = 0.75 \cdot M_x^{ser} = 0.75 \times 74.73 = 56.05 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^{ser} = 0.75 \cdot M_y^{ser} = 0.75 \times 58.18 = 43.64 \text{ KN.m}$$

b. Moment en appuis intermédiaires

$$Ma_x^{ser} = 0.5 \cdot M_x^{ser} = 0.5 \times 74.73 = 37.37 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^{ser} = 0.5 \cdot M_y^{ser} = 0.5 \times 58.18 = 29.09 \text{ KN.m}$$

**Tableau. IX .4:** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travées [kN.m]	M appuis [kN.m]	M travées [kN.m]	M appuis [kN.m]
Sens X-X	68.13	45.42	56.05	37.37
Sens Y-Y	44.24	29.50	43.64	29.09

• Calcul des armatures :

✓ Enrobage :

Béton enterré  $\Rightarrow$  on prend :  $a = 3\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

$\phi \leq 40\text{mm} \Rightarrow$  on prendra  $\phi = 12\text{ mm}$

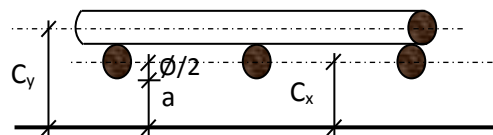
Donc :

$$C_x = 3 + \frac{1.2}{2} = 3.6\text{cm}$$

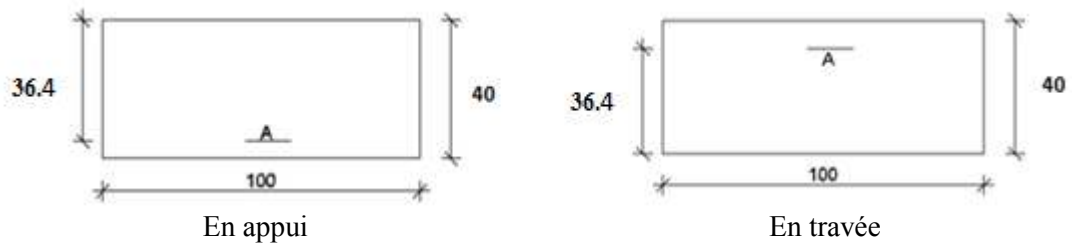
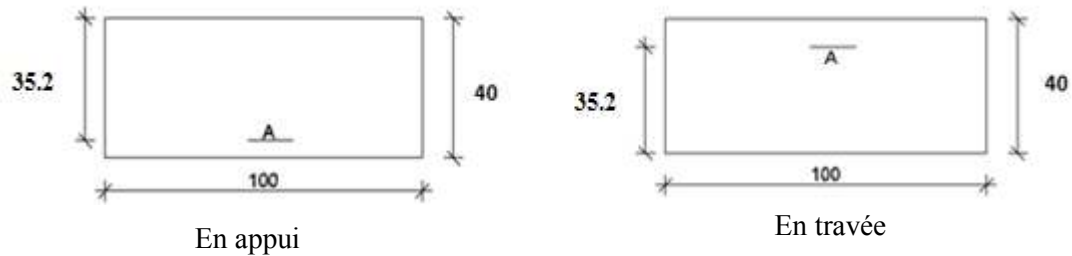
$$C_y = 3 + 1.2 + \frac{1.2}{2} = 4.8\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 36.4\text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 35.2\text{ cm}$$



**Fig.IX.11 :** Enrobage

✓ **Sections de calcul :**a) **Sens xx****Fig. IX. 12:** Section de calcul dans le sens xx.b) **Sens yy :****Fig. IX. 13 :** Section de calcul dans le sens yy.✓ **Sens x-x:**• **En travée :**❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 68.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{68130}{14.2 \times 100 \times 36.4^2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{68130}{348 \times 0.982 \times 36.4} \Rightarrow A = 5.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(5.48; 3.2) \Rightarrow A = 5.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$5T12/\text{ml} \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 56.05 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 5.65/100 = 0.85 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.85 \times 36.4 = 61.88 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.85 + \sqrt{61.88 + 0.85^2} = 7.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (7.06)^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (36.4 - 7.06)^2 = 84685.68 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{56050}{84685.68} = 0.66$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.66 \times 7.06 = 4.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0.66 \times (36.4 - 7.06) = 290.47 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

**- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{56050}{201.63 \times 100 \times 36.4^2} = 0.00210$$

$$\mu_1 = 0.00210 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.924 \\ k_1 = 50.79 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{50.79} = 3.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{56050}{201.63 \times 0.924 \times 36.4} = 8.27 \text{ cm}^2/m_l$$

**• Choix des armatures:**

$$8 \text{ T12/ml} \longrightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T12} \longrightarrow e = 12.5 \text{ cm}).$$

• **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_a^u = 45.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{45420}{14.2 \times 100 \times 36.4^2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq 1000 \varepsilon_S > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{45420}{348 \times 0.988 \times 36.4} \Rightarrow A = 3.63 \text{ cm}^2 / m_l$$

• **Choix des armatures:**

$$4 \text{ T12/ml} \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T 12} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_a^{ser} = 37.37 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 4.52/100 = 0.68 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 36.4 = 49.50 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.68 + \sqrt{49.50 + 0.68^2} = 6.39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (6.39)^3}{3} + 15 \times 3.63 \times (36.4 - 6.39)^2 = 57734.91 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{37370}{57734.91} = 0.65$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.65 \times 6.39 = 4.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0.65 \times (36.4 - 6.39) = 292.60 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{37370}{201.63 \times 100 \times 36.4^2} = 0.00140$$

$$\mu_1 = 0.00140 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.936 \\ k_1 = 63.12 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{63.12} = 3.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{37370}{201.63 \times 0.936 \times 36.4} = 5.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures:**

$$5\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

✓ **Sens y-y:**• **En travée :**❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 44.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{44240}{14.2 \times 100 \times 35.2^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.032$$

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

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{44240}{348 \times 0.987 \times 35.2} \Rightarrow A = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(3.66; 3.2) \Rightarrow A = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 43.64 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 4.52/100 = 0.68 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.68 \times 35.2 = 47.87 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.68 + \sqrt{47.87 + 0.68^2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (6.27)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (35.2 - 6.27)^2 = 64961.26 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{43640}{64961.26} = 0.67$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.67 \times 6.27 = 4.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0.67 \times (35.2 - 6.27) = 290.75 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{43640}{201.63 \times 100 \times 35.2^2} = 0.00174$$

$$\mu_1 = 0.00174 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.930 \\ k_1 = 56.43 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{56.43} = 3.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{43640}{201.63 \times 0.930 \times 35.2} = 6.61 \text{ cm}^2/m_l$$

**Choix des armatures:**

$$6 \text{ T12/ml} \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/m_l$$

$$(\text{T12} \longrightarrow e = 16.66 \text{ cm}).$$

• **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_a^u = 29.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{29500}{14.2 \times 100 \times 35.2^2} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A'_1 \nexists \quad 1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{29500}{348 \times 0.992 \times 35.2} \Rightarrow A = 2.43 \text{ cm}^2/m_l$$

• **Choix des armatures:**

$$3 \text{ T12/ml} \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2/m_l$$

$$(\text{T 12} \longrightarrow e = 33 \text{ cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_a^{ser} = 29.09 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 3.39/100 = 0.51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.51 \times 35.2 = 35.90 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.51 + \sqrt{35.90 + 0.52^2} = 5.50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (5.50)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (35.2 - 5.50)^2 = 50400.11 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{29090}{50400.11} = 0.58$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.58 \times 5.50 = 3.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0.58 \times (35.2 - 5.50) = 258.39 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{29090}{201.63 \times 100 \times 35.2^2} = 0.00116$$

$$\mu_1 = 0.00116 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.942 \\ k_1 = 71.21 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{71.21} = 2.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{29090}{201.63 \times 0.942 \times 35.2} = 4.35 \text{ cm}^2/m_l$$

**Choix des armatures:**

$$4 \text{ T12/ml} \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/ml$$

$$(\text{T12} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

**IX. 3.2. Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

**❖ Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 59 \text{ KN/m}^2$$

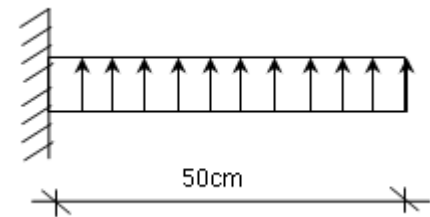
-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 59 \times 1 = 59 \text{ KN/ml}$$

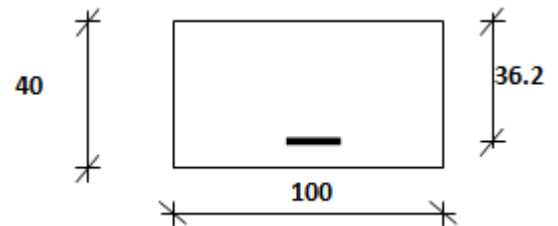
$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2}$$

$$M_u = -59 \times \frac{0.5^2}{2} = -7.375 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{7375}{14.2 \times 100 \times 36.4^2} = 0.004$$



**Fig. IV.14 :** Schéma statique du débordement



**Fig. IX.15 :** Section de calcul.

$$\mu = 0.004 < \mu_l = 0.392 \text{ ( Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} ) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7375}{348 \times 0.998 \times 36.4} \Rightarrow A_u = 0.58 \text{ cm}^2 / m_l$$

**• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$A_t = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\min} ) = 3.2 \text{ cm}^2 / m_l$$

**• Choix des armatures:**

$$3T12 \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$(T12 \longrightarrow e = 33 \text{ cm}).$$

**❖ Etat limite de service (E L S) :**

$$\sigma_m = 43 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 43 \times 1 = 43 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \times \frac{l^2}{2}$$

$$M_s = -43 \times \frac{0.5^2}{2} = -5.375 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 3.39/100 = 0.51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.51 \times 36.4 = 37.13 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.51 + \sqrt{37.13 + 0.51^2} = 5.60 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (5.60)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (36.4 - 5.60)^2 = 54092.21 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5375}{54092.21} = 0.10$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.10 \times 5.60 = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0.10 \times (36.4 - 5.60) = 46.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues}$$

N.B : pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\Rightarrow \overline{q_u} = 59 \text{ KN/m}_L$$

$$T_u = \frac{59 \times 5.4}{2} \times \frac{6.5^4}{6.5^4 + 5.4^4} \Rightarrow T_u = 107.90 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{107900}{100 \times 36.4 \times 100} = 0.30 \text{ MPa}$$

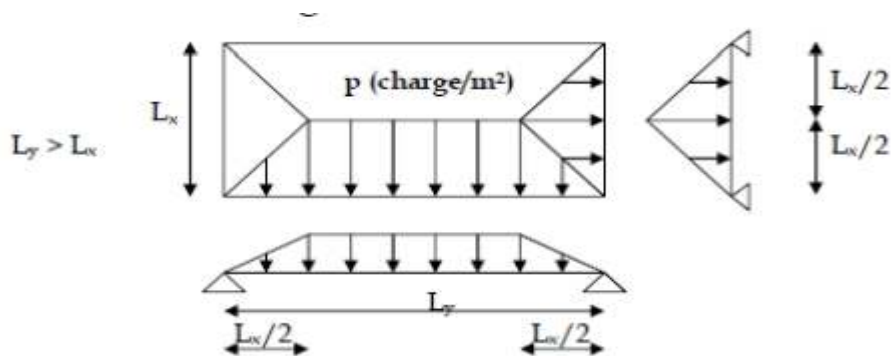
$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\tau_u} = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.30 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

#### IX. 4. Ferraillage des poutres de libages:

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Pour facilité le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur).



**Fig. IX.16:** la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres

#### Sens longitudinal (Y) (poutres principales) :

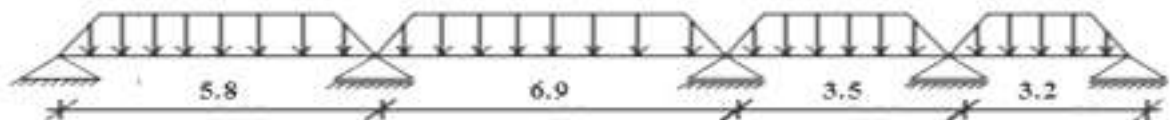
- Sens longitudinal (Y) (poutres principales) :

$$q = \frac{Ry}{Ly} \times 2 = \bar{q} \times \frac{Lx \times [2Ly - Lx]}{2 \times Ly}$$

Avec :

$\bar{q}$ : charges provenant du radier ;

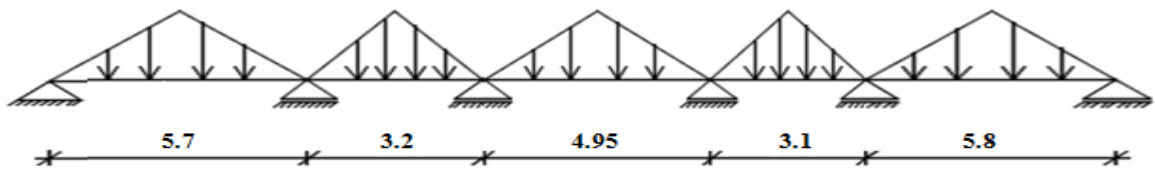
$q$ : charge équivalente ;



**Fig. IX.17:** Distribution des charges sur les poutres principales

- **Sens transversal (X) (poutres secondaire) :**

$$q = \frac{Rx}{Lx} \times 2 = \bar{q} \times \frac{Lx}{2}$$



**Fig. IX.18:** Distribution des charges sur les poutres secondaires

- **Charges équivalentes**

**Tableau IX.5 :** tableau récapitulatif des charge équivalent des poutres.

		$\bar{q}(\text{kn}/\text{m}^2)$	$q(\text{kn}/\text{ml})$
<b>poutres principales</b>	<b>E.L.U</b>	59	183.22
	<b>E.L.S</b>	43	133.54
	<b>S.AC</b>	46	142.85
<b>poutres secondaire</b>	<b>E.L.U</b>	53	140.45
	<b>E.L.S</b>	38	100.70
	<b>S.AC</b>	41	108.65

**Avec :**  $L_y = 6.4 \text{ m}$  et  $L_x = 5.3 \text{ m}$

**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau. IX.6:** Tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures

Sollicitations	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
$M_u$ (KN.m)	428.4	- 799.6	403.1	- 410.6
$M_{acc}$ (KN.m)	334.0	- 623.4	311.9	- 317.6
$M_{ser}$ (KN.m)	312.3	- 582.8	289.0	- 294.4
$T_u$ (KN)	670.8		478.1	
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	7.61			
$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	9.96	18.94	9.36	9.54
$A_{acc}$ (cm <sup>2</sup> )	7.73	14.63	7.21	7.35
$A=\max(A_u ; A_{acc} ; A_{min})$	9.93	18.94	9.36	9.54
$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	13.28	25.40	12.26	12.49
<b>Choix des armatures</b>	<b>9T14</b> A=13.85cm <sup>2</sup>	<b>5T16+5T20</b> A= 25.76 cm <sup>2</sup>	<b>4T16+4T12</b> A=12.56 cm <sup>2</sup>	<b>4T16+4T12</b> A=12.56 cm <sup>2</sup>

❖ **Poutre au sens principale:**

$$T_u^{max} = 670.8 \text{ KN}$$

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 :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 126 \Rightarrow a = 113.4 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = 670800 \text{ N} \leq 0,267 \times 113.4 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3784725 \text{ N}$$

Donc : il n'ya 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 :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 10.05 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 670800 + \frac{(-799600)}{0,9 \times 1.26} \right] \times 10^{-2} = -0.99 \text{ cm}^2$$

**c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{670800}{170 \times 126 \times 10^2} = 0,31MPa$$

$\tau = 0,31 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

❖ **Poutre au sens secondaire:**

$$T_u^{max} = 478.1 \text{ KN}$$

**a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 126 \Rightarrow a = 113.4 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 478100 \text{ N} \leq 0,267 \times 97.2 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3244050 \text{ N}$$

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 :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 478100 + \frac{(-410600)}{0,9 \times 1.26} \right] \times 10^{-2} = 3.34 \text{ cm}^2$$

**d. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{478100}{150 \times 126 \times 10^2} = 0,25 MPa$$

$\tau = 0,25 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

e. **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$** :

- **Diamètre des armatures transversales** :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{140}{35}; \frac{50}{10}; 1.2\right) = 1.2\text{cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2.01\text{ cm}^2$

- **L'espace des armatures transversales** :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0,80 \times 235}{50 \times (0,31 - 0,3 \times 2.1)} = -23.62\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{ cm}) = \min(113.4; 50) = 50\text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times \sin \alpha \times 0.4} = \frac{2.01 \times 235}{50 \times 0.4} = 23.62\text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 23.62\text{cm}$$

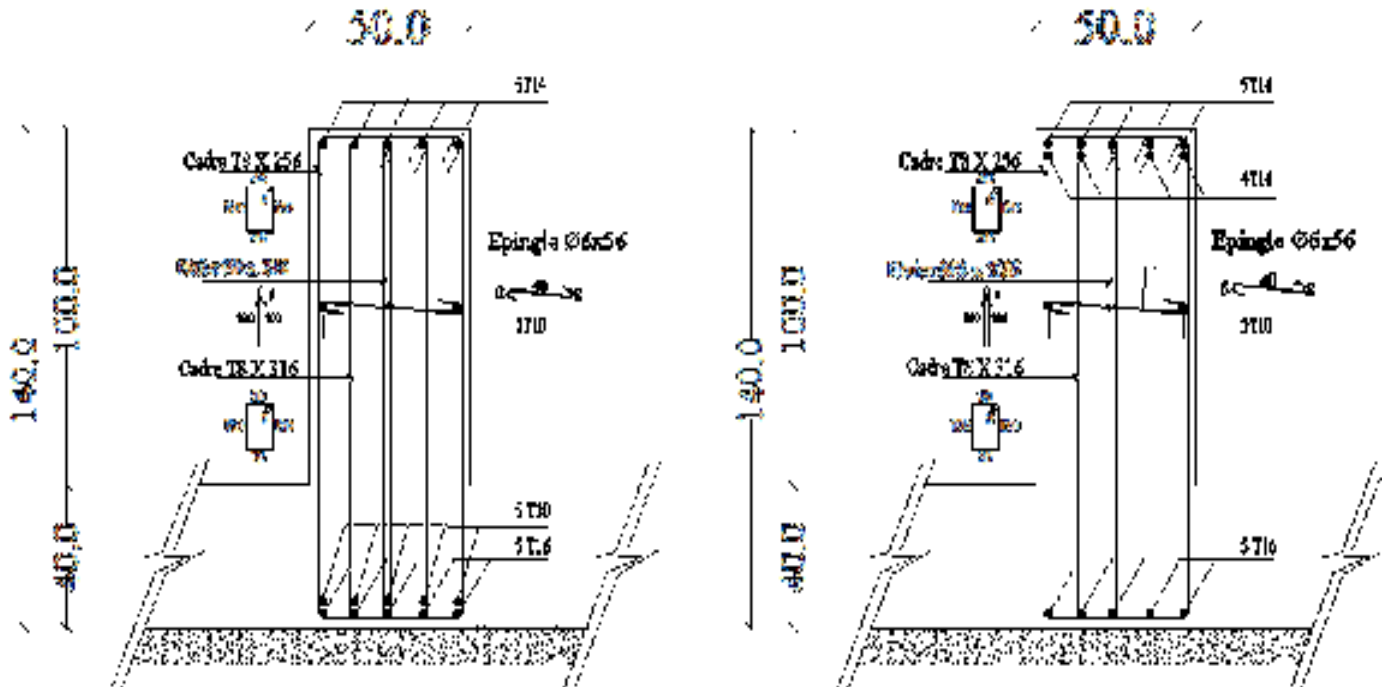
Donc : On adopte  $\delta_t = 20\text{ cm}$ .

✓ **Dessin de ferraille**

- Poutres principale de libages

En appui :

En travée :

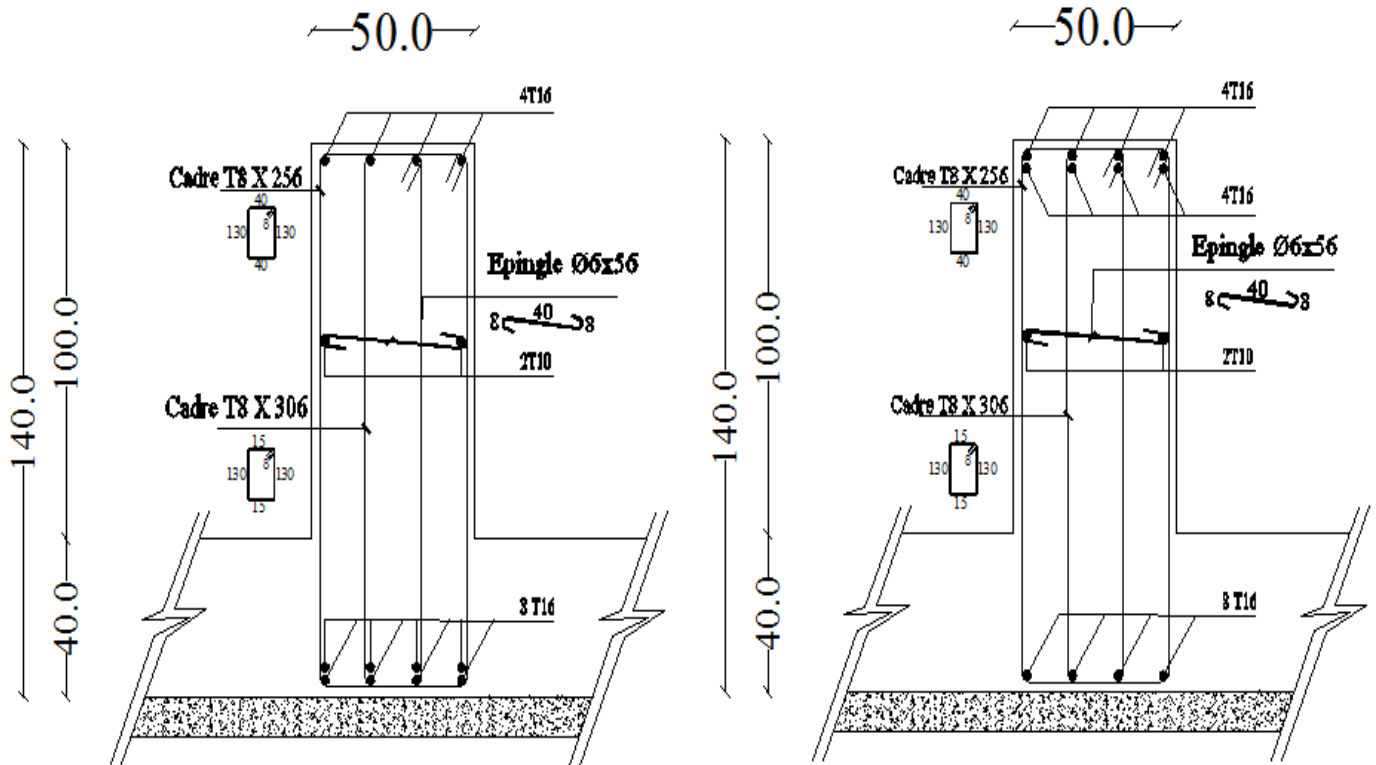


**Fig XI .19 :** Dessin de ferrailage d'une poutre principale

- Poutres secondaire de libages

En appui :

En travée :



**Fig XI .20 :** Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire

# CONCLUSION

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ce projet nous a permis, d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

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

De même, l'utilisation du logiciel ETABS nous a permis de trouver des résolutions fiables en temps très court pour les problèmes de conception et de calcul que nous avons rencontrés ( il nous a permis de trouver la meilleure disposition des voiles et de les ferrailer rapidement).

A la fin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous avons acquis des ordres de grandeur très importants dans la vie professionnelle.

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx \times Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

**$\rho = 0.8$**

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M <sub>1</sub>	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061	
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M <sub>2</sub>	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061	
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058	
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] Cour de béton armé aux B.A.E.L. 91 (Jean- Pierre Mougin).
- [2] Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 et DTU associées (Jean- Pierre Mougin).
- [3] Calcul des ouvrages en béton armée - M.Belazougui.
- [4] Circulation mécanique des personnes (ascenseurs)-Jaque Durandea.
- [5] Le béton armée a l'état limite - M.Belazougui.
- [6] Ouvrages en béton armé - H.Renaud et F. Letertre.
- [7] Mémoires des fins d'études.
- [8] C.B.A 93.
- [9] DTR-BC.2.2 Charges permanentes et charge d'exploitation.
- [10] Règle parasismique Algériennes RPA 99/version 2003.