



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



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre :

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Structure)

### *Thème*

**Etude d'un bâtiment à usage multiple  
(Sous-sol +R.D.C + 8 étages)**

Présenté par :

1. Mr GHARBI BELKACEM
2. Mr KAMMOUN MANSOUR

Soutenu le 29 /06 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr KADRI TAHAR

Examineur : Mr REZIGUA AHMED

Examineur : Mr MEHALA TEWFIK

Encadreur: Mr AMMAR BRAHIM

Année Universitaire : 2019 / 2020

## 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 (08) 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 et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS 2016 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 2016, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض + طابق أرضي + 8 طوابق بخروبة ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة ( 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 للبناية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب .

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

الكلمات المفتاحية : RPA99V2003 ، ETABS 2016 ، الخرسانة المسلحة , الدراسة الديناميكية, BAEL91 معدل 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 (08) floors, located in Kharouba in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

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

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

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

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS Nonlinear 16 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 2016, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

## Remerciement

Nous remercions avant tout **ALLAH** de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. **AMMAR BRAHIM**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par expérience et sa compétence.

Nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

Nous adressons de chaleureux remerciement à tous les personnels de la société **REAPROM** ; les ingénieurs de CTC notamment Mr Hamou.

En fin, Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, et aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

# SOMMAIRE

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

## Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

I.1- Introduction .....	2
I.2- Présentation du projet .....	2
I.3- Caractéristiques générales .....	2
I.3.1- Caractéristiques géométriques .....	2
I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol .....	2
I.4- Domaine d'application des règles B.A.E.L91 .....	3
I.5- Les sollicitations .....	3
I.6- Caractéristique des matériaux .....	3
I.6.1- Béton Armé .....	3
I.6.2- Le béton .....	3
I.6.3- L'Acier .....	5

## Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1- Introduction .....	7
II.2- Pré-dimensionnement des poutres .....	7
II.2.1- Poutres principales .....	7
II.2.2- Poutres secondaires .....	8
II.3- Pré-dimensionnement des planchers .....	8
II.3.1- Plancher à corps creux .....	8
II.3.2- Plancher à dalle pleine .....	9
II.4- Descente de charges .....	11
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible .....	11
II.4.2- Plancher étage courant .....	11
II.4.3- Plancher étage courant .....	12
II.5- Pré-dimensionnement des poteaux .....	13
II.6- Pré-dimensionnement des voiles .....	23
II.6.1- Voiles de contreventement .....	23
II.6.2- voile d'ascenseur .....	24
II.6.3- voiles périphériques.....	24

## Chapitre III : Etude de planchers

III.1- Introduction .....	25
III.2- Plancher à corps creux .....	25
III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles .....	25
III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression .....	27
III.2.3- Evaluation de la charge .....	27

III.2.4- Méthode de calcul .....	29
III.2.5- Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse .....	31
III.2.6- Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) .....	41
III.2.7- Détermination des armatures .....	47
III.2.7.1- Calcul des armatures transversales .....	51
III.2.8- Vérification de la flèche .....	53
III.3- Plancher à dalle pleine .....	58
III.3.1- Méthode de calcul .....	58
III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations .....	59
III.3.3- Application .....	65
III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine .....	69
III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement .....	73
III.3.6- vérification de la flèche.....	74

## **Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux**

IV.1- Etude des escaliers.....	79
IV.1.1- Définition.....	79
IV.1.2- Escalier Type 01.....	80
IV.1.2.1- Pré-dimensionnement.....	81
IV.1.2.2- Descente de charges.....	82
IV.1.2.3- Calcul du ferrailage.....	84
IV.1.3- Poutre Brisé.....	95
IV.1.3.1- Pré-dimensionnement.....	95
IV.1.3.2- Evaluation des charges.....	96
IV.1.3.3- Calcul du ferrailage.....	98
IV.1.4- Escalier Type 02.....	105
IV.1.4.1- Pré-dimensionnement.....	105
IV.1.4.2- Descente de charges.....	106
IV.1.4.3- Calcul du ferrailage.....	108
IV.1.5- Poutre palier .....	113
IV.1.5.1- Pré-dimensionnement.....	113
IV.1.5.2- Evaluation des charges.....	113
IV.1.5.3- Calcul du ferrailage.....	115
IV.2- Etude des balcons.....	122
IV.2.1- Descente de charges.....	122
IV.2.2- Calcul du ferrailage.....	124
IV.2.3- Vérification des contraintes de cisaillement.....	125
IV.2.4- Vérification de la flèche.....	126
IV.2.5- Descente de charges.....	126

IV.2.6- Calcul du ferrailage.....	127
IV.2.7- Vérification des contraintes de cisaillement.....	128
IV. 3- Etude de l'acrotère.....	131
IV.3.1- Définition.....	131
IV.3.2- Calcul du ferrailage.....	131
IV.3.3- Détermination des sollicitations.....	132
IV.3.4- Détermination de la section des armatures.....	133
IV.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement.....	136

## **Chapitre V : Etude d'ascenseur**

V.1- Introduction.....	138
V.2- Etude de l'ascenseur.....	138
V.3- Descente de charge.....	139
V.4- Etude du plancher.....	142
V.5- Calcul des ferrillages.....	149
V.6- Vérification des contraintes de cisaillement.....	153
V.7- Vérification de la flèche.....	153

## **Chapitre VI : Etude sismique**

VI.1- Introduction.....	155
VI.2- Niveau d'application de l'action sismique.....	155
VI.3- Modélisation.....	155
VI.4- Présentation du logiciel « ETABS » .....	156
VI.4.1- Etapes de la modélisation.....	156
VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003.....	158
VI.5.1- Classification des zones sismiques.....	158
VI.5.2- Classification de l'ouvrage.....	158
VI.5.3- Classification des sites.....	158
VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003.....	159
VI.6.1- Méthodes utilisables.....	159
VI.6.2- Méthode statique équivalente.....	159
VI.6.3- La Méthode modale spectrale.....	159
VI.7- Méthode dynamique modale spectrale.....	160
VI.7.1- Spectre de réponse de calcul.....	160
VI.8- Caractéristiques géométriques et massique de la structure.....	165
VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003.....	166
VI.9.1. Résultante des forces sismiques de calcul.....	166
VI.9.2- Calcul de la force sismique totale $V$ .....	167
VI.9.3- Périodes et facteurs de participation modale.....	167
VI.9.4- Vérification des Sollicitations normales.....	169
VI.9.5- Vérification des déplacements.....	169
VI.9.6- Vérification de l'effet $P - \Delta$ .....	172

VI.9.7- Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement.....	174
--	-----

## **Chapitre VII : Etude des portiques**

VII.1- Introduction.....	175
VII.2- Définition.....	175
VII.3- Ferrailage des portiques.....	175
VII.3.1- Etude des poteaux .....	175
VII.3.1- Combinaisons d'actions.....	175
VII.3.2- Ferrailage des poutres.....	176
VII.3.3- Etude des poteaux .....	186
VII.3.3.1- Combinaison de charges .....	187
VII.3.3.2- Principe de calcul.....	187
VII.3.3.3- Ferrailage des poteaux.....	187

## **Chapitre VIII : Etude des voiles**

VIII.1- Introduction.....	222
VIII.2- Ferrailage des voiles de contreventement.....	222
VIII.2.1- Les armatures verticales .....	222
VIII.2.2- Les Armatures horizontales.....	224
VIII.3- Etude des voiles périphérique.....	233
VIII.3.1- Détermination des sollicitations.....	233

## **Chapitre IX : Etude des fondations**

IX.1- Introduction.....	241
IX.1.1- Choix du type de fondation.....	241
IX.1.2- Types de fondations.....	241
IX.1.3- Les combinaisons d'action.....	241
IX.2- Calcul des semelles.....	242
IX.2.1- Dimensionnement.....	242
IX.2.2- Pré dimensionnement.....	242
IX.3- Etude du radier.....	243
IX.3.1- Pré-dimensionnement du radier.....	243
IX.3.2- Pré dimensionnement des poutres.....	246
IX.3.3- Détermination des sollicitations.....	247
IX.4- Ferrailage du radier.....	252
IX.4.1- Ferrailage de la dalle.....	252
IX.4.2- Ferrailage du débordement.....	260
IX.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages) .....	263
IX.6- Etude des longrines.....	277
Conclusion générale.....	279

## Liste des figures

### Chapitre II : Pré-dimensionnements et descente des charges

Figure II.1: Section transversale d'une poutre. ....	7
Figure II.2: Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....	9
Figure II.3: Dimensions d'un panneau de dalle ....	10
Figure II.4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	11
Figure II.5: Coupe transversale du plancher étage courant ....	11
Figure II.6: Coupe transversale du plancher RDC ....	12
Figure II.7: Schéma de la loi de dégression.....	13
Figure II.8: Schéma représentatif d'un étage courant.....	14
Figure II.9: Section réduite du béton.....	14
Figure II.10: Surface afférente au poteau le plus sollicité .....	18
Figure II.11: Coupe sur voile en élévation .....	23

### Chapitre III : Etude des planchers

Figure III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	25
Figure III.2: Schéma des poutrelles.....	26
Figure III.3: Section de calcul.....	26
Figure III.4: Schéma statique d'une poutre continue .....	31
Figure III.5: Schéma statique de la poutrelle .....	31
Figure III.6: Schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 4 .....	41
Figure III.7: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées .....	46
Figure III.8: Section de calcul.....	47
Figure III.9: Section de calcul en travée.....	48
Figure III.10: Section de calcul en appuis .....	50
Figure III.11: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	52
Figure III.12: Section de calcul.....	55
Figure III.13: Dimensions d'un panneau de dalle .....	58
Figure III.14: Enrobage .....	58
Figure III.15: Les panneaux de notre structure .....	61
Figure III.16: Panneau continu au-delà de ses appuis .....	62
Figure III.17: Panneau de rive dont un appui assure un encastrement partiel .....	64

Figure III.18: Panneau de centre (8).....	65
Figure III.19: Schéma statique de panneau (8). ....	65
Figure III.20: Section de calcul en travée (x-x) .....	69
Figure III.21: Section de calcul en appuis (x-x).....	70
Figure III.22: Section de calcul en travée (y-y) .....	71
Figure III.23: Section de calcul en appuis (y-y).....	72
Figure III.24: Panneau (8).....	74
Figure III.25: Coordonnée de centre de gravité. ....	76
Figure III.26: Ferrailage de la dalle pleine .....	78

### **Chapitre IV : Etude des éléments secondaires**

Figure IV.1.1: Vue en plan de la cage d'escaliers.....	79
Figure IV.1.2: Coupe sur la cage d'escaliers. ....	79
Figure IV.1.3: Vue en plan de la cage d'escalier type1.....	80
Figure IV.1.4: Coupe sur paillasse. ....	81
Figure IV.1.5: Schéma de la marche porteuse. ....	83
Figure IV.1.6: Schéma statique de la marche porteuse. ....	84
Figure IV.1.7: Section de calcul.....	84
Figure IV.1.8: Coupe transversale sur la marche porteuse.....	86
Figure IV.1.9: Dessin de ferrailage de la marche porteuse.....	87
Figure IV.1.10: Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteuse. ....	88
Figure IV.1.11: Schéma statique pour calcul des efforts.....	88
Figure IV.1.12: Section de calcul de la paillasse en travée. ....	90
Figure IV.1.13: Section de calcul de paillasse en appuis .....	92
Figure IV.1.14: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.....	94
Figure IV.1.15: Section transversale de la poutre brisée. ....	95
Figure IV.1.16: Schéma statique de la poutre brisée.....	96
Figure IV.1.17: Section de calcul de la poutre en travée.....	98
Figure IV.1.18: Section de calcul de la poutre en appuis. ....	99
Figure IV.1.19: Schéma des marches porteuses (effet de torsion).....	100
Figure IV.1.20: Section du calcul.....	100
Figure IV.1.21: Armatures longitudinales et transversales. ....	102
Figure IV.1.22: Dessin de ferrailage de la poutre brisée en travée. ....	104
Figure IV.1.23: Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appuis.....	104
Figure IV.1.24: Vue en plan de la cage d'escalier type2.....	105

Figure IV.1.25: Coupe sur paillasse. ....	106
Figure IV.1.26: Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos. ....	107
Figure IV.1.27: Section de calcul de la paillasse en travée. ....	108
Figure IV.1.28: Section de calcul de paillasse en appuis. ....	110
Figure IV.1.29: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.....	112
Figure IV.1.30: Section transversale d'une poutre. ....	113
Figure IV.1.31: Schéma statique de la poutre palier. ....	114
Figure IV.1.32: Section de calcul de la poutre en travée.....	115
Figure IV.1.33: Section de calcul de la poutre en appuis. ....	116
Figure IV.1.34: Section du calcul.....	117
Figure IV.1.35: Armatures longitudinales et transversales. ....	119
Figure IV.1.36: Dessin de ferrailage de la poutre palier en travée. ....	121
Figure IV.1.37: Dessin de ferrailage de la poutre palier en appuis. ....	121
Figure IV.2.1: Coupe sur les deux balcons. ....	123
Figure IV.2.2: Enrobage.....	123
Figure IV.2.3: Schéma statique du balcon type1. ....	123
Figure IV.2.4: Section de calcul.....	124
Figure IV.2.5: Schéma statique du balcon type2. ....	126
Figure IV.2.6: Section de calcul.....	127
Figure IV.2.7: Schéma de ferrailage balcon type 1.....	130
Figure IV.2.8: Schéma de ferrailage balcon type 2.....	130
Figure IV.3.1: Dimension de l'acrotère et schéma statique. ....	131
Figure IV.3.2: Section de calcul. ....	132
Figure IV.3.3: Position de centre de pression. ....	133
Figure IV.3.4: Position de centre de pression. ....	134
Figure IV.3.5: Ferrailage de l'acrotère. ....	137

## **Chapitre V : Etude de l'ascenseur**

Figure V.1: Dimensions de l'ascenseur. ....	138
Figure V.2: Ascenseur électrique. ....	139
Figure V.3: Abaque de détermination de suspentes. ....	140
Figure V.4: Schéma pour le calcul des moments dûs aux charges localisées.....	145
Figure V.5: Schéma de panneau de dalle d'ascenseur. ....	147
Figure V.6: Section de calcul en travée (x-x). ....	149
Figure V.7: Section de calcul en appuis (x-x).....	150

Figure V.8: Section de calcul en travée (y-y). .....	151
Figure V.9: Section de calcul en appuis (y-y).....	152
Figure V.10: Ferrailage de la dalle pleine .....	154

### **Chapitre VI : Etude sismique**

Figure VI.1: Interface de l'Etabs. ....	158
Figure VI.2: Disposition des voiles.....	164

### **Chapitre VII : Etude des éléments structuraux**

Figure VII.1: Section de calcul en travée .....	178
Figure VII.2: Section de calcul en Appuis.....	179
Figure VII.3: Armatures transversales.....	182
Figure VII.4: Ferrailage des poutres Principales.....	185
Figure VII.5: Ferrailage des poutres Secondaires .....	185
Figure VII.6 Sollicitation sur les poteaux.....	186
Figure VII.7: Section de calcul .....	188
Figure VII.8: zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2].....	188
Figure VII.9: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement. ....	190
Figure VII.10: section de calcul.....	192
Figure VII.11: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	193
Figure VII.12: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	195
Figure VII.13: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	198
Figure VII.14: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	199
Figure VII.15: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	201
Figure VII.16: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	204
Figure VII.17: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	206
Figure VII.18: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	208
Figure VII.19: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	210
Figure VII.20: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	211
Figure VII.21: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	214
Figure VII.22: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	215

### **Chapitre VIII : Etude des voiles**

Figure VIII.1: Les sollicitations de calcul d'un voile.....	223
Figure VIII.2: Les sections de calcul.....	223

Figure VIII.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	224
Figure VIII.4: Section du calcul de voile suivant l'axe xx. ....	225
Figure VIII.5: Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	225
Figure VIII.6: Section du calcul de voile suivant l'axe y-y.....	228
Figure VIII.7: Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale.....	229
Figure VIII.8: Dessin du ferrailage de voile. ....	233
Figure VIII.9: Schéma des contraintes de voile périphérique.....	234
Figure VIII.10: Panneau de dalle appuyé sur 4 coté .....	235
Figure VIII.11: Enrobage.....	236
Figure VIII.12: Section de calcul en travée (x-x).....	237
Figure VIII.13: Section de calcul en travée (y-y).....	238
Figure VIII.14: Ferrailage du voile périphérique. ....	240

## **Chapitre IX : Etude des fondations**

Figure IX.1: Semelle isolée.....	242
Figure IX.2: Schéma statique du radier général.....	243
Figure IX.3: Panneau le plus sollicité.....	244
Figure IX.4: Dimension de la poutre. ....	247
Figure IX.5: Schéma des contraintes du sol.....	249
Figure IX.6: L'encrage de de la structure. ....	251
Figure IX.7: Schéma du panneau de la dalle. ....	252
Figure IX.8: Enrobage .....	253
Figure IX.9: Section de calcul dans le sens xx .....	254
Figure IX.10:Section de calcul dans le sens yy.....	254
Figure IX.11:Schéma statique du débordement .....	260
Figure IX.12:Section de calcul.....	260
Figure IX.13: La répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres .....	263
Figure IX.14:Distribution des charges sur les poutres principales.....	263
Figure IX.15:Distribution des charges sur les poutres secondaires .....	264
Figure IX.16: Section de calcul.....	267
Figure IX.17: Section de calcul en travée.....	267
Figure IX.18: Section de calcul en appui.....	270
Figure IX.19: Armatures transversales .....	273
Figure IX.20: Dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis.....	274
Figure IX.21: Dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée. ....	275

Figure IX.22: Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis.....	275
Figure IX.20: Dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée .....	276
Figure IX.21: Ferrailage de la dalle de radier .....	276
Figure IX.22: Dessin de ferrailage de longrine.....	278

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Introduction et hypothèses de calcul

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité $f_e$ .....	5
--	---

### Chapitre II : pré-dimensionnements et descente des charges

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des sections des poutres.....	8
Tableau II.2: Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.....	13
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation....	17
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	20
Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V2003).....	21
Tableau II.6: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	22

### Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1: Evaluation des charges .....	28
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) .....	35
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) .....	36
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) .....	38
Tableau III.5: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) .....	40
Tableau III.6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant .....	46
Tableau III.7: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant .....	47
Tableau III.8: Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.....	57
Tableau III.9 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du RDC.....	68
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	69

### Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1.1: Tableau des moments .....	98
Tableau IV.1.2: Tableau des moments .....	115

### Chapitre V : Etude de l'ascenseur

Tableau V.1: caractéristiques des câbles .....	141
Tableau V.2: Tableau récapitulatif des résultats .....	147
Tableau V.3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées .....	149

## **Chapitre VI : Etude sismique**

Tableau VI.1: Pénalités du facteur de qualité $P_q$ .....	163
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des centres de masse et de rigidité et l'excentricité .....	166
Tableau.VI.3: Périodes, modes et facteurs de participation massique .....	168
Tableau.VI 4: Vérification des déformations.....	171
Tableau.VI.5: Vérification de l'effet( $\mathbf{P} - \Delta$ ) sens xx .....	172
Tableau.VI.6: Vérification de l'effet( $\mathbf{P} - \Delta$ ) sens yy .....	173
Tableau.VI.7: Tableaux des charges verticales portées par les voiles .....	174

## **Chapitre VII : Etude des éléments structuraux**

Tableau VII.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants .....	177
Tableau VII.2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires..	184
Tableau VII.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	190
Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts Tranchants.....	191
Tableau VII.6: Tableau récapitulatif du ferrailage du poteau.....	219

## **Chapitre VIII : Etude des voiles**

Tableau VIII.1: Les sollicitations de calcul du voile.....	225
Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations .....	236
Tableau VIII.3: Tableau de ferrailage du voile périphérique. ....	240

## **Chapitre IX : Etude des fondations**

Tableau IX1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	247
Tableau IX.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées ....	253
Tableau IX.3: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.....	266
Tableau IX.4: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement.....	266
Tableau IX.5: Tableau récapitulatif des choix des armatures.....	272

## Notations

<b>A'</b> :	Aire d'une section d'acier comprimée.
<b>A</b> :	Aire d'une section d'acier tendue.
<b>A<sub>t</sub></b> :	Aire d'une section d'acier transversale.
<b>B</b> :	Aire d'une section de béton comprimée.
<b>B<sub>o</sub></b> :	Aire d'une section homogène.
<b>E<sub>i</sub></b> :	Module de déformation instantané du béton.
<b>E<sub>v</sub></b> :	Module de déformation différé du béton.
<b>E<sub>s</sub></b> :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
<b>M<sub>u</sub></b> :	Moment ultime.
<b>M<sub>ser</sub></b> :	Moment de service.
<b>T<sub>u</sub></b> :	Effort tranchant ultime.
<b>a, b</b> :	Dimensions transversales d'un poteau.
<b>b, h</b> :	Dimensions transversales d'une poutre.
<b>h<sub>o</sub></b> :	Hauteur de la table de compression
<b>d</b> :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
<b>f<sub>c28</sub></b> :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
<b>f<sub>t28</sub></b> :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
<b>f<sub>e</sub></b> :	Limite élastique de l'acier.
<b>L<sub>f</sub></b> :	Longueur de flambement.
<b>n</b> :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
<b>L<sub>x</sub></b> :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
<b>L<sub>y</sub></b> :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
<b>B<sub>r</sub></b> :	Section réduite du poteau.
<b>M</b> :	Moment résistant de la table (section en T <sub>é</sub> ).
<b>M<sub>o</sub></b> :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
<b>M<sub>t</sub></b> :	Moment fléchissant maximal en travée
<b>M<sub>a</sub></b> :	Moment fléchissant maximal en appui.
<b>N<sub>u</sub></b> :	Effort normal ultime
<b>N<sub>ser</sub></b> :	Effort normal de service
<b>I<sub>o</sub></b> :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

<b>I<sub>f</sub> :</b>	Moment d'inertie fictif
<b>F :</b>	Flèche due à une charge considérée ( g, j, p)
<b>G :</b>	Charge permanente
<b>P :</b>	Surcharge d'exploitation
<b>E</b>	Charge sismique
<b>q<sub>u</sub> :</b>	Chargement ultime
<b>q<sub>ser</sub> :</b>	Chargement de service
<b>Δf<sub>t</sub> :</b>	Flèche totale
<b>L :</b>	Portée de la travée
<b>δ<sub>t</sub> :</b>	Espacement des armatures transversales
<b>α :</b>	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
<b>γ<sub>b</sub> :</b>	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
<b>γ<sub>s</sub> :</b>	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
<b>η :</b>	Coefficient de fissuration relatif à une armature
<b>λ :</b>	Elancement mécanique d'une pièce.
<b>μ :</b>	Moment réduit ultime (sans dimensions)
<b>ρ :</b>	Rapport entre deux dimensions $(\frac{L_x}{L_y})$
<b>σ<sub>b</sub> :</b>	Contrainte de compression du béton
<b>σ<sub>s</sub> :</b>	Contrainte de traction de l'acier
<b>τ<sub>u</sub> :</b>	Contrainte tangentielle conventionnelle.
<b>ν :</b>	Coefficient de poisson

### Introduction générale

L'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de cet édifice afin de garantir sa sécurité d'usage, tout en tenant compte des aspects esthétiques et économiques.

Pour cela, la construction verticale est privilégiée dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner le séisme. Chaque séisme important présente un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui engendre une amélioration du règlement.

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

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

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

# **Chapitre I**

## **Introduction et hypothèses de calcul**

**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 appui, 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- Présentation du projet :**

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC et huit 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 appartenant deux types de logs F3 et F4.

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.

**I.3- Caractéristiques générales :****I.3.1- Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

**Dimension en hauteur :**

- la hauteur de niveau sous- sol est :..... 2,50 m
- la hauteur de niveau de RDC est :.....4,08m
- la hauteur du 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> étage est :.....3,06 m
- la hauteur totale du bâtiment est :..... 31,66 m (avec L'acrotère)

**Dimension en plan :**

- la longueur totale du bâtiment en plan est :.....24,35 m
- la largeur totale du bâtiment en plan est :.....23,25 m

**I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol :**

Dans notre étude on a considéré que le sol assise de la construction est un sol meuble (Site3).L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol :  $sol \sigma = 2,5$  bars
- L'absence d'une nappe phréatique.

**N.B :** la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe.

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

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m<sup>2</sup>.

**I.5- 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 modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures 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.6- Caractéristique des matériaux :****I.6.1- Béton Armé :**

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- ✓ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- ✓ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- ✓ Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ( $11 \cdot 10^{-6}$  pour l'acier et  $10^{-6}$  pour le béton).

**I.6.2- Le béton :****• Composition du 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, et tout le règlement applicable en Algérie

- ciment utilisé ..... CPJ (dosage 350 kg / m<sup>3</sup>) ;
- Sable .....400 litres / m<sup>3</sup> (DS ≤ 0,5 mm) ;
- gravier .....800 litres / m<sup>3</sup> ((de 3/8; 8/15; 15/25mm) et
- l'eau de gâchage .....160 à 180 litres / m<sup>3</sup>

- **Résistance du béton :**

- **À la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  à l'âge de  $j \leq 60$  jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} ; \text{Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Pour :  $j \geq 60$  jours  $f_{cj} = 1,1$  MPa

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

- **À la traction :** [C.B.A 93/A2.1.1.2]

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours est conventionnellement défini par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

On aura donc pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Pour :  $f_{cj} \geq 60\text{MPa}$  ;  $f_{cj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

- **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$  Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

- **Contrainte limite de cisaillement** : [C.B.A 93/A5.1.2.1]

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peut nuisible :  $\overline{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$

$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min[3,34\text{MPa}; 5 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\overline{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$

$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min[2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité** : [C.B.A 93/A2.1.2]

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$  ;  $f_{cj}$ : exprimée en MPa

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$  ;  $f_{cj}$ : exprimée en MPa

Dans notre cas on a :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc :  $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$  et  $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

### I.6.3- L'Acier :

- **La limite d'élasticité  $f_e$**  :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

**Tableau I.1** : Valeurs de la limite d'élasticité  $f_e$

Aciers	Nuances	$f_e$ (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS $\phi 4$ (15 × 15) cm <sup>2</sup>

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 limite d'élasticité ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier «  $E_s$  » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa [C.B.A 93/A2.2.1]}$$

- **Contraintes limites** :

- **Etat limite ultime** : [C.B.A 93/A.4.3.2]

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

- **Etat limite de service** : [C.B.A 93/A.4.5.3]

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min [0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}]$$

$f_e$  : désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

$f_{t28}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration : } \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$$

**Chapitre II**  
**Pré-dimensionnement des éléments**  
**résistants**

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

### II.1- Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de 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 transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis 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.

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

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

- ❖ Critère de flèche:

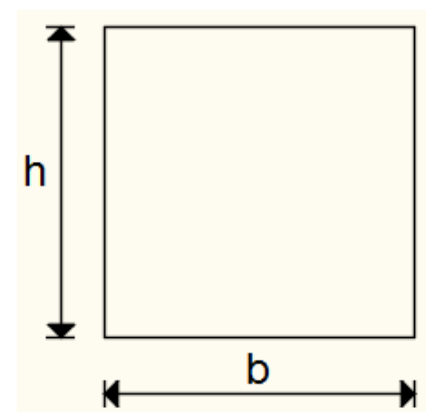
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ .

#### II.2.1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 520\text{cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34,66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=45cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30×45) cm<sup>2</sup>**.

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=45\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4$
- } ⇒ Conditions vérifiées

### II.2.2- Poutres secondaires :

$L_{\max} = 490\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66\text{cm} \leq h \leq 49\text{cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=35cm**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(30×35) cm<sup>2</sup>**.

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4$
- } ⇒ 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> ]
<b>(30×45)</b>	<b>(30×35)</b>

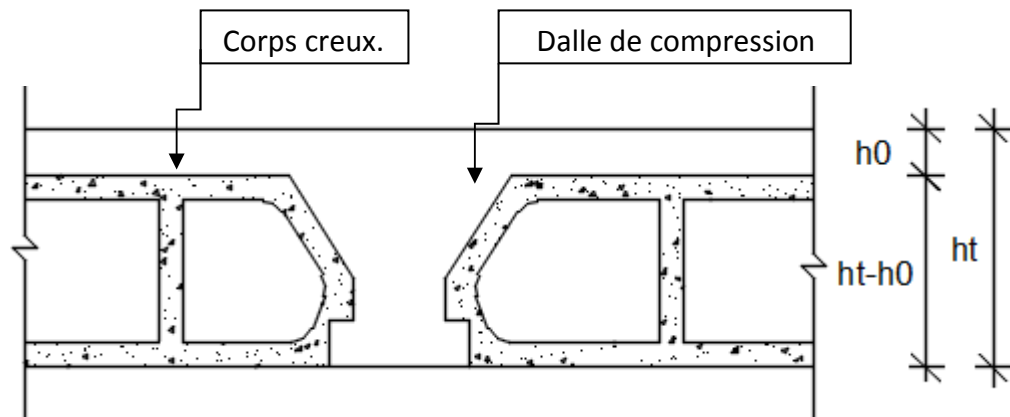
### II.3- Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

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

#### II.3.1- Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique 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.

$(h-h_0)$  : 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 :  $L_{\max} = (490-30) \text{ cm} = 460 \text{ cm}$

$L = 460 \text{ cm} \Rightarrow 18.40 \text{ cm} \leq h_t \leq 23 \text{ cm} \Rightarrow$

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 dûs 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:

- $0.4 \leq \rho \leq 1$  ;
- La charge est uniformément répartie, ou bien
- Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de  $\rho$  .

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

Avec :  $L_x \leq L_y$

$L_x$  : Plus petite dimension du panneau de dalle.

$L_y$  : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 4,90\text{m} \\ L_y = 5,20\text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 4,90 - 0,30 = 4,60\text{m} \\ L_y = 5,20 - 0,30 = 4,90\text{m} \end{array} \right. \quad \rho = \frac{4,60}{4,90} = 0,94 \Rightarrow 0,4 \leq 0,94 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens  $\frac{L_x}{50} \leq hd \leq \frac{L_x}{40}$

$$\Rightarrow 9,2\text{cm} \leq hd \leq 11,5\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h_d = 11\text{cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

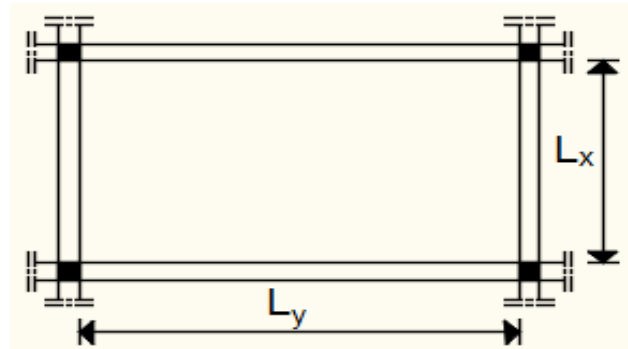
➤ Condition d'isolation acoustique:

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

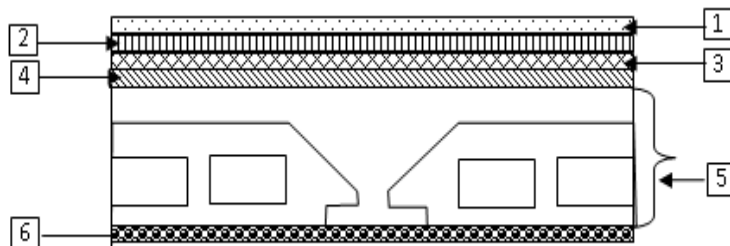
➤ Condition de sécurité en matière d'incendie:

- 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  $\Rightarrow h_d = 17,5\text{cm}.$

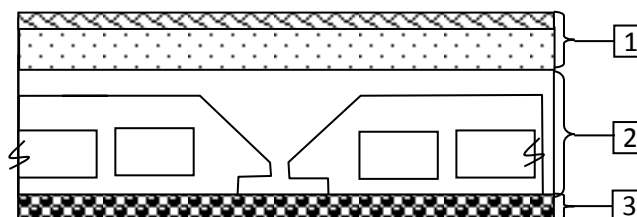
**Conclusion** : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine: **hd= 16cm.**



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

**II.4- Descente de charges :****II.4.1- Plancher terrasse inaccessible :****Fig. II.4 :** Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.➤ Charges permanentes

Matériaux	P (KN /m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN /m <sup>2</sup> )
1- Protection gravillon	20	0,04	0,80
2-Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	22	0,135	2,97
4-Isolation thermique	4	0,04	0,16
5-plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
6- Enduit au ciment	18	0,015	0,27
			<b>Totale : 7,12 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Charges permanentes : **G = 7,12 KN/m<sup>2</sup>**➤ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible **Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>****II.4.2- Plancher étage courant :****Fig. II.5 :** Coupe transversale du plancher étage courant

➤ Charges permanentes:

Matériaux	P (KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-Planche à corps creux (16+4)	/	0,20	2,80
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	10	0,1	1,00
			<b>Totale : 5.11 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ Charges permanentes: **G = 5,11 KN/m<sup>2</sup>**

➤ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m<sup>2</sup>**

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



**Fig. II.6 :** Coupe transversale du plancher RDC.

➤ Charges permanentes :

Matériaux	P (KN/m <sup>3</sup> )	Ep(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2- Dalle pleine en béton armé	25	0,16	4,00
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	10	0,1	1,00
			<b>Totale : 6,31 KN/m<sup>2</sup></b>

- Charges permanentes:  $G = 6,31 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

**Tableau II.2** : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges :

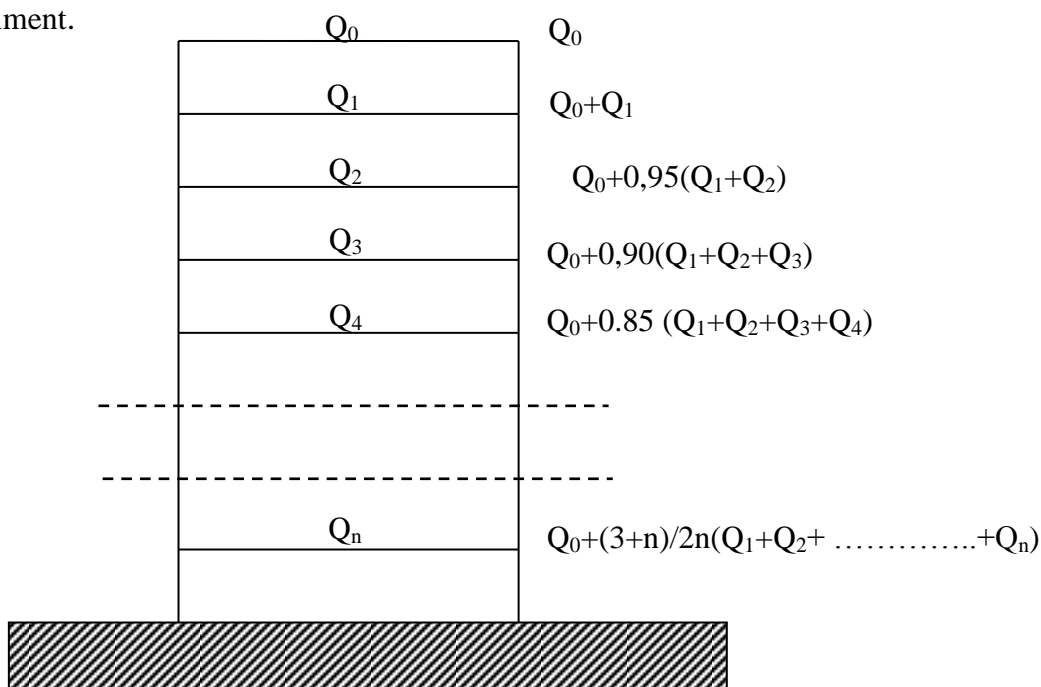
Charges Niveau	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Bande (b) [m]	$\bar{q}_u=q_u \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times b$ [KN/m <sub>L</sub> ]
Plancher terrasse	Inaccessible	7,12	1	11,112	8,12	0,6	6,6672	4,872
1 <sup>ère</sup> → 8 <sup>ème</sup> étage	Habitation	5,11	1.5	9,1485	6,61	0,6	5,4891	3,966
R.D.C	Service	6,31	2.5	12,2685	8,81	1	12,2685	8,81

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

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

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

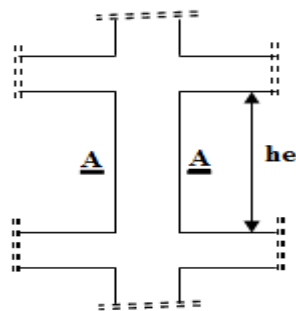
$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.



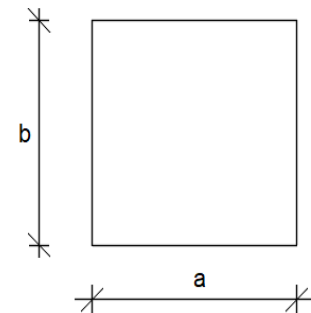
**Fig. II.7:** Schéma de la loi de dégression

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)



Coupe A-A :



**Fig. II.8:** Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone IIa} \\ \text{Min (a;b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Avec :

$h_e$  : hauteur libre de l'étage.

**D'après les règles BAEL91:** la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (B_r \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

$B_r$  : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

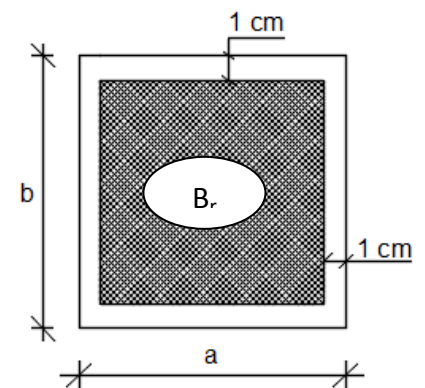
$$B_r = (a - 2)(b - 2) ; a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

Avec :

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



**Fig. II.9 :** Section réduite du béton.

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1,5 ;

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 ;

$f_e$  : Nuance de l'acier (limite d'élasticité ;  $f_e = 400$  MPa ;

$A$  : Section de l'armature à mettre en place et

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élançement  $\lambda$

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (*)$$

On prend :  $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$  (Zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- $\sigma_b$  : Résistance de calcul du béton :  $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (\*), on trouve

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[ \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \left( \frac{0,8}{100} \right) \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,6613690 N_u \longrightarrow B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que :  $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$  en  $[\text{cm}^2]$  ; D'après le critère de résistance, on a :

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

Avec :

$N_g$  : Effort normal dus aux charges permanentes.

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

$N_u = 1,15 \times P_u$  .....D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire)  
et on prend :  $a=b$

➤ Condition de flambement :

Soit :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$  ; avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $B = a \times b$ . [BAEL91 / B.8.4.1]

Avec :

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration de la section du béton.

$I$  : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

$B$  : Aire de la section du béton seul.

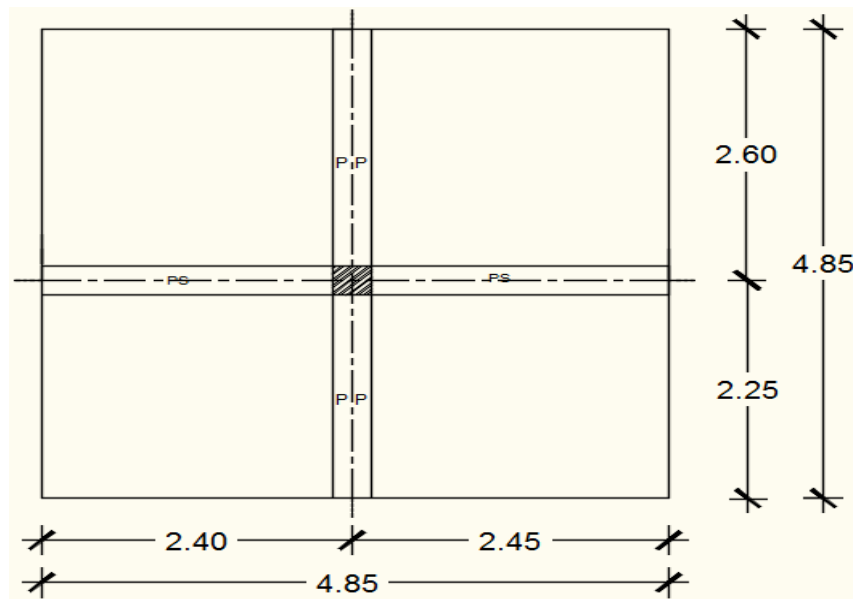
Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0,7 \times L_0$  ; avec  $L_0$  : Longueur libre du poteau.

- **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

**Tableau II.3 :** Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation

NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Haut 8 <sup>ème</sup> étage	7,12	1
Haut 7 <sup>ème</sup> étage	12,23	2,5
Haut 6 <sup>ème</sup> étage	17,34	3,85
Haut 5 <sup>ème</sup> étage	22,45	5,05
Haut 4 <sup>ème</sup> étage	27,56	6,10
Haut 3 <sup>ème</sup> étage	32,67	7
Haut 2 <sup>ème</sup> étage	37,78	7,75
Haut 1 <sup>er</sup> étage	42,89	8,5
Haut RDC	48	9,25
Haut sous-sol	54,31	10,76



**Fig. II.10:** Surface afférente au poteau le plus sollicité.

➤ exemple de calcul : (niveau 8<sup>ème</sup> étage)

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (5,20/2 + 4,50/2) \times (4,90/2 + 4,80/2) = \mathbf{23,5285 \text{ m}^2}.$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,45 = \mathbf{3,375 \text{ KN/m}_L}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 = \mathbf{2,625 \text{ KN/m}_L}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (5,20/2 + 4,50/2) = \mathbf{4,85 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (4,90/2 + 4,80/2) = \mathbf{4,85 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}(pp)} + p_s \times L_{\text{af}(ps)} = (4,85 \times 3,375) + (4,85 \times 2,625) \Rightarrow \mathbf{P_t = 29,1 \text{ KN}}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de plancher}$$

$$N_p = 1,35 \times 29,1 \times 1 \Rightarrow \mathbf{N_p = 39,29 \text{ KN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 7,12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 7,12) + (1,5 \times 1)] \times 23,5285 \implies N_{\text{plancher}} = 261,38 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15 \times (261,38 + 39,29) \implies N_u = 345,77 \text{ KN.}$$

- La section réduite de béton :  $Br \geq 0,6613690 \times N_u$

$$Br \geq 0,6613690 \times 345,77 = 228,68 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 228,68 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{228,730} + 2 \implies a=b=17,12 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(30X30) cm<sup>2</sup>** pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivantes :

### Remarque :

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

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

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$  (zone IIa)
- $\text{Min}(a, b) \geq \left(\frac{h_e}{20}\right)$  Avec :  $h_e =$  hauteur libre de l'étage
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4.$

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots$  (zone IIa)
  - $\text{Min}(a, b) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$
  - $\text{Min}(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$
  - $0,25 < \left(\frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1\right) < 4$
- }  $\implies$  Conditions vérifiées

#### ❖ Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 ; \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } B = a \times b. \text{ [BAEL91 / B.8.4.1]}$$

H	NIVEAU	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	Nu (pp+ps) [KN]	Nu poteau [KN]	Nu plancher [KN]	Nu [KN]	Br [cm]	A [cm]	choix [cm]	vérification RPA [cm <sup>2</sup> ]	vérification flambement
3,06	8 <sup>ème</sup> étage	7,12	1	39,29	-	261,38	345,77	228,68	17,12	30	20,02	24,70
3,06	7 <sup>ème</sup> étage	12,23	2,5	78,57	7,93	476,58	647,54	428,26	22,69	35	27,40	21,18
3,06	6 <sup>ème</sup> étage	17,34	3,85	117,85	18,72	686,48	946,51	625,99	27,02	35	33,13	21,18
3,06	5 <sup>ème</sup> étage	22,45	5,05	157,17	29,51	891,09	1239,40	819,70	30,63	45	37,91	16,47
3,06	4 <sup>ème</sup> étage	27,56	6,10	196,43	47,35	1090,41	1534,31	1014,74	33,86	45	42,18	16,47
3,06	3 <sup>ème</sup> étage	32,67	7	235,71	65,18	1284,43	1823,13	105,76	36,72	50	45,98	14,82
3,06	2 <sup>ème</sup> étage	37,78	7,75	274,99	87,21	1473,17	2110,67	1395,93	39,36	50	49,47	14,82
3,06	1 <sup>er</sup> étage	42,89	8,5	314,28	109,23	1661,87	2398,18	1586,08	41,83	55	52,73	13,48
4.08	RDC	48	9,25	353,56	146,29	1850,63	2703,06	1787,72	44,28	60	55,98	16,47
2.50	sous-sol	54,31	10,67	392,85	171,20	2100,99	3064,80	2026,96	47,02	60	59,61	10,09

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 250 = 175 \text{ cm}$$

**Tableau II .5:** Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

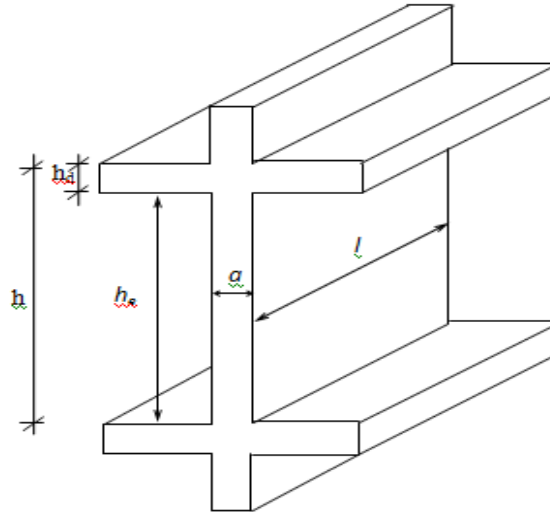
Niveaux	Poteaux	Condition(1)	$\frac{he}{20}$ [cm]	Condition(2)	$\frac{a}{b}$	Condition(3)
		$\min(a,b) \geq 25 \text{ cm}$		$\min(a,b) \geq \frac{he}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
8ème étage	30X30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
7ème étage → 6ème étage	35X35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
5ème étage → 4ème étage	45X45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
3ème étage → 2ème étage	50X50	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
1ère étage	55X55	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
RDC → sous-sol	60X60	vérifiée	20,4	vérifiée	1	vérifiée

**Tableau II .6:** Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

a	b	Niveaux	Poteaux [cm <sup>2</sup> ]	L0 [cm]	Lf [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	B [cm <sup>2</sup> ]	I [cm]	$\lambda$	$\lambda \leq 35$
30	30	<b>8ème étage</b>	30X30	306	214,2	67500,00	900	8,66	24,70	C V
35	35	<b>7ème étage → 6ème étage</b>	35X35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21.18	C V
45	45	<b>5ème étage → 4ème étage</b>	45X45	306	214,2	341718,75	2025	12.99	16.47	C V
50	50	<b>3ème étage → 2ème étage</b>	50X50	306	214,2	520833,33	2500	14.43	14.82	C V
55	55	<b>1ère étage</b>	55X55	306	214,2	762552.08	3025	15.87	13.48	C V
60	60	<b>RDC</b>	60x60	408	285.6	1080000	3600	17.32	16.47	C V
60	60	<b>sous-sol</b>	60x60	250	175	1080000	3600	17.32	10.09	C V

### II.6- Pré-dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.



**Fig. II.11:** Coupe sur voile en élévation.

#### II.6.1- Voiles de contreventement :

Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.12).

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

**L** : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

**e** : Epaisseur du voile.

Avec ;  $h_e$  : Hauteur libre d'étage  $\rightarrow h_e = h - h_d$

**h** : Hauteur d'étage

$h_d$  : Hauteur de la dalle

- $e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{408 - 20}{20} = 19,40 \text{ cm}$

- $e \geq \frac{306-20}{20} = 14,30 \text{ cm}$

On prendra : **e= 20cm**

### **II.6.2- voile d'ascenseur :**

Selon le RPA 99 (version 2003) [article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{\min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{he}{25} \end{array} \right.$$

- $e \geq \frac{408}{25} = 15,22$

- $e \geq \frac{286}{25} = 11,44$

On prendra : **e= 20cm**

### **II.6.3- voiles périphériques :**

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm.

De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $he$ . [Article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{\min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{he}{25} \end{array} \right.$$

- $\frac{(250-16)}{25} = 9,36$

On prendra : **e= 15cm**

**Chapitre III**  
**Etude des planchers**

### III. Etude des planchers

#### III.1- Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.

❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

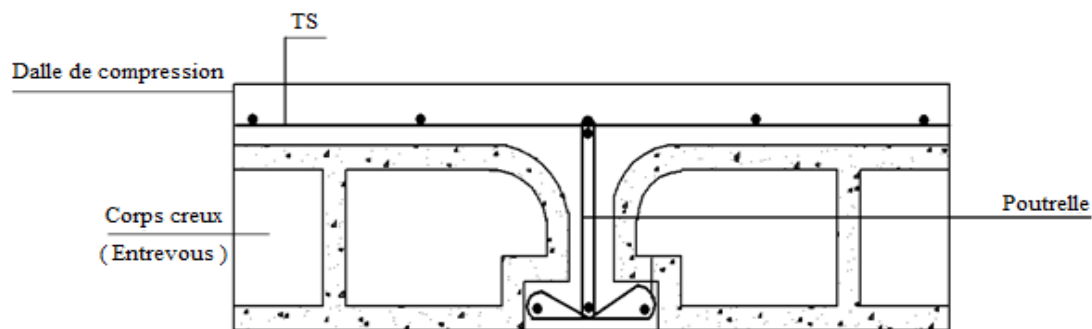
Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

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

#### III.2- Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborante avec la poutrelle et armé d'un treillis soudés.

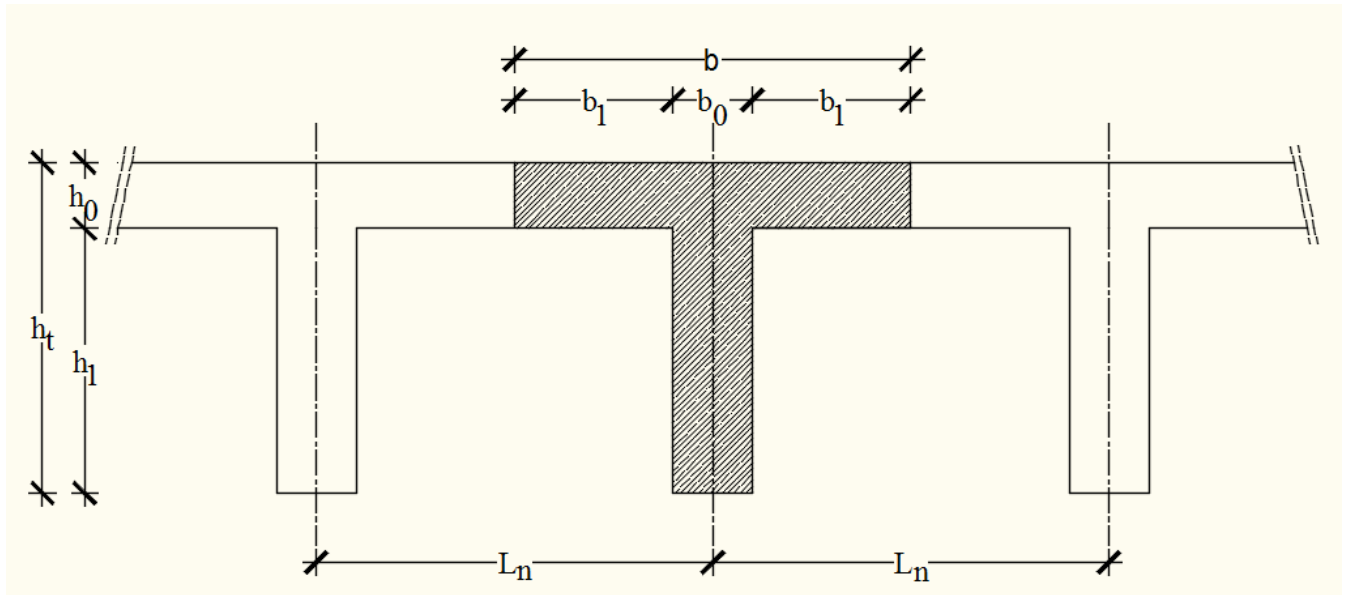


**Fig.III.1** : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

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



**Fig.III.2:** Schéma des poutrelles.

$$h_t = 20 \text{ cm} ; h_1 = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a :  $L_n = 60 \text{ cm}$

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

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 ( $L = 4,60 \text{ m}$ )

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

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

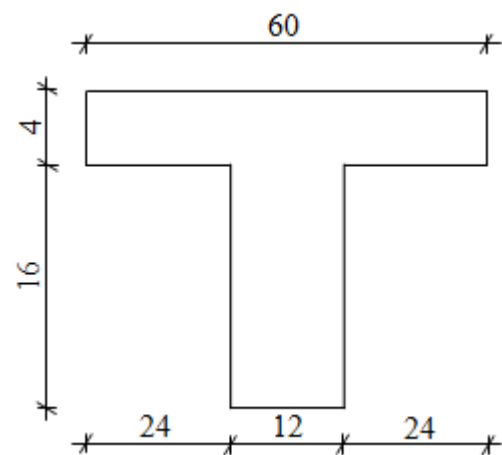
Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 46 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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



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

**III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

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 :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2 / m_L$$

$\emptyset \leq 6\text{ mm} \Rightarrow f_e = 520\text{ Mpa}$

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

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4 / m_L \longrightarrow A = 0,75\text{cm}^2 / m_L$$

$$(\emptyset 4 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

**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 :

$$6\emptyset 4 / m_L \longrightarrow A = 0,75\text{cm}^2 / m_L$$

$$(\emptyset 4 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

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

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

Etat limite ultime :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

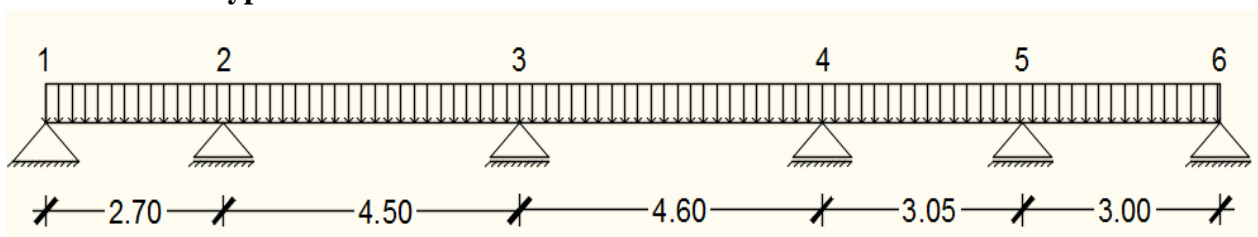
Etat limite de service :  $q_s = (G + Q) \times b$

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

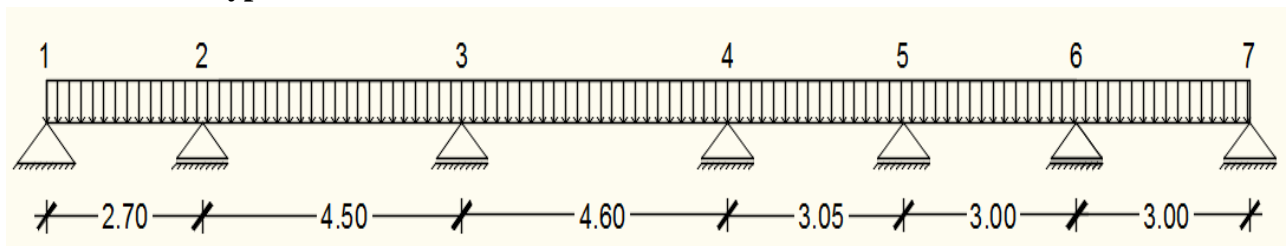
Type de plancher	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	(b) [m]	Q <sub>u</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>s</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	Inaccessible	7,12	1,00	0,6	6,6672	4,872
Etage courant	Habitation	5,11	1,50	0,6	5,4891	3,966

➤ **Types de poutrelles :**

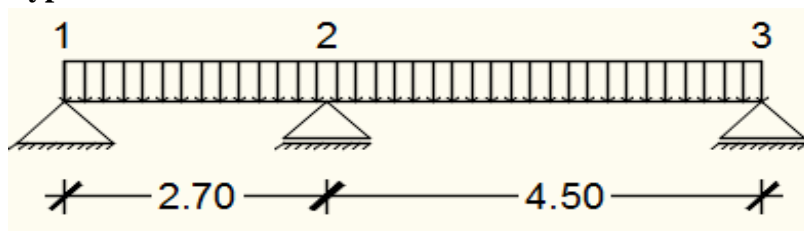
**Type 01 :**



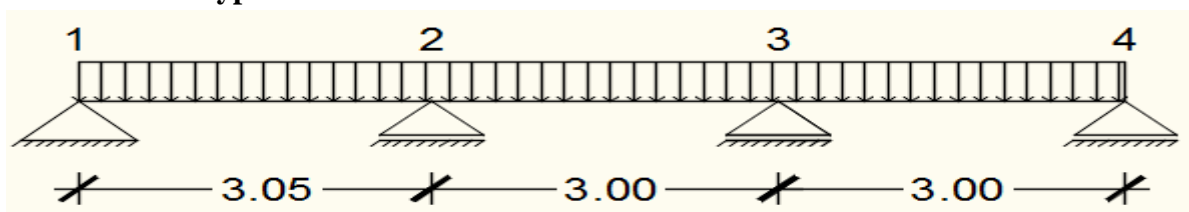
**Type 02 :**



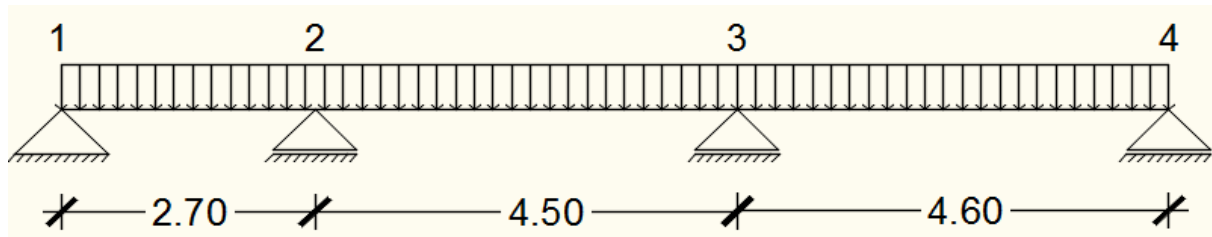
**Type 03 :**



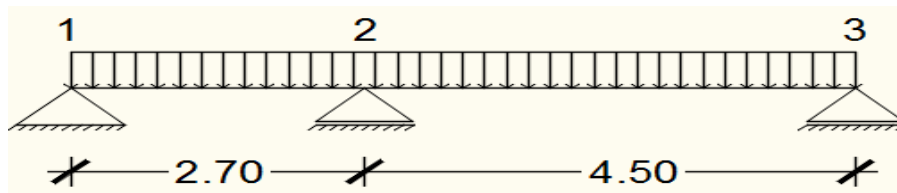
**Type 04 :**



Type 05 :



Type 06 :



### III.2.4- Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [B A E L 91/B.6.2, 20]

- ✓ Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; [B A E L 91/B.6.2, 21]
- ✓ Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; [B A E L 91/B.6.2, 22]

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

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max [2G ; 500] \text{ [daN/m}^2 \text{]} ;$
  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 une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, 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 plancher terrasse.  
Donc  $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500)$  condition vérifiée
2. Les moments d'inerties sont constants. condition vérifiée
3.  $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{4,90}{3,00} = 1,63 > 1,25$  condition non vérifiée
4. la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

**Conclusion :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour les types 1, 2, 3 et 5 car la condition (3) n'est pas vérifiée donc ce type de poutrelle sera étudiés par la méthode de Caquot minoré.

Les types 4 et 6 seront étudiés par la méthode forfaitaire.

- **Méthode forfaitaire :** (plancher à charges d'exploitation modérées).

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

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

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha : \text{Coefficient ;} \\ P : \text{La surcharge d'exploitation non pondérée et} \\ G : \text{La charge permanente non pondérée.} \end{array} \right.$$

- **Moment en travée :**

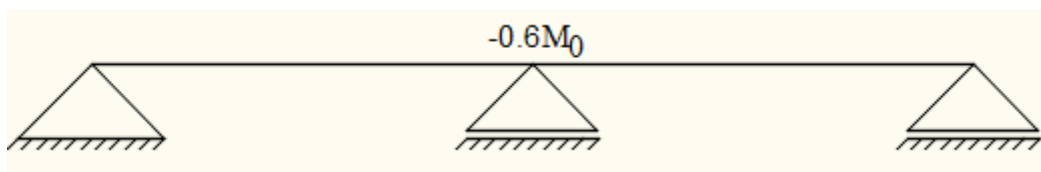
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ (Dans le cas d'une travée de rive)} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ (Dans le cas d'une travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$M_w$  : Le moment en appuis de gauche et

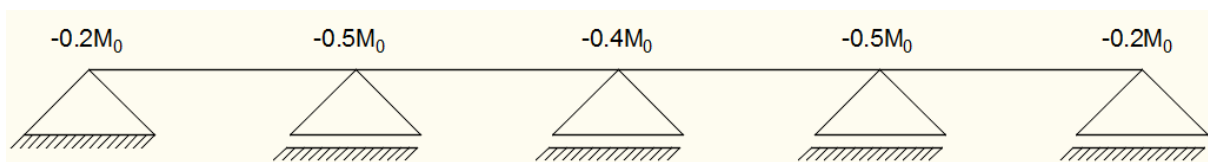
$M_e$  : Le moment en appuis de droite.

- **Moment en appuis :**

- $M_a \leq -0.6M_0$  Cas d'une poutre à deux travées ;



- $M_a \leq -0.5M_0$  Pour les appuis voisin des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées et



- $M_a \leq -0.4M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires ; si la poutrelle comporte plus de trois travées.

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

- **Méthode de Caquot minoré :**

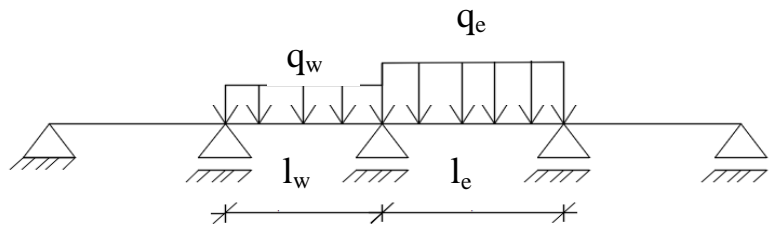
Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs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

- **Appuis de rives :**

$$M_i = -0,2 \frac{q^r x l^2}{8}$$

- **Moments sur appuis intermédiaires :**

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



**Fig.III.4 :** Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$  : pour une travée de rive ;

$l' = 0.8 l$  : pour une travée intermédiaire;

$l'_w$  et  $l'_e$  : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

$l$  : la portée réelle de la travée.

- **Efforts tranchants :**

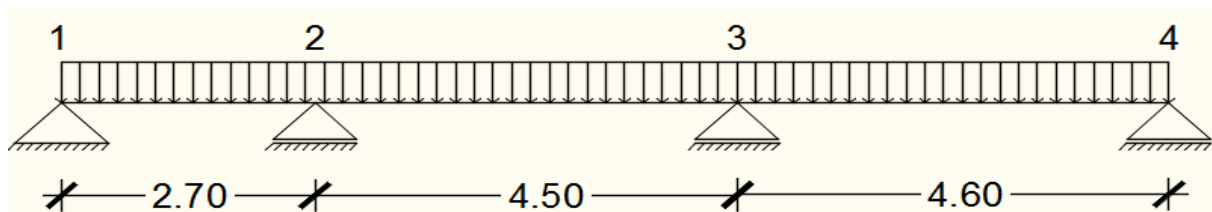
$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = q \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

### III.2.5- Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

- **Type de poutrelle à étudiée :**

**Type 05 :**



**Fig.III.5 :** Schéma statique de la poutrelle.

a) **Moment fléchissant en appuis :**

La charge ultime réduite :  $q^r_u = [1,35 \times (\frac{2}{3} \times 7,12) + 1,5 \times 1] \times 0,6 = 4,75 \text{ KN/ml}$ .

La charge de service réduite :  $q^r_s = [(\frac{2}{3} \times 7,12) + 1] \times 0,6 = 3,45 \text{ KN/ml}$ .

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M^u_{01} = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{4,75 \times (2,7)^2}{8} = 4,33 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{04} = \frac{q_u \times l_2^2}{8} = \frac{4,75 \times (4,6)^2}{8} = 12,56 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M^s_{01} = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{3,45 \times 2,7^2}{8} = 3,14 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{04} = \frac{q_s \times l_2^2}{8} = \frac{3,45 \times 4,6^2}{8} = 9,13 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de rives (1et 4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M^u_{a1} = -0,2 \times M^u_{01} = -0,2 \times 4,33$$

$$M^u_{a1} = \mathbf{-0,86 \text{ KN.m}}$$

$$M^u_{a4} = -0,2 \times M^u_{03} = -0,2 \times 12,56$$

$$M^u_{a4} = \mathbf{-2,51 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M^s_{a1} = -0,2 \times M^s_{01} = -0,2 \times 3,14$$

$$M^s_{a1} = \mathbf{-0,62 \text{ KN.m}}$$

$$M^s_{a4} = -0,2 \times M^s_{03} = -0,2 \times 9,13$$

$$M^s_{a4} = \mathbf{-1,82 \text{ KN.m}}$$

• **Appuis intermédiaires :**

Appuis intermédiaire (2), (3) :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$M^u_{a2} = -\frac{q^r_u \times l_w^3 + q^r_u \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{4,75 \times (2,7)^3 + 4,75 \times (4,5 \times 0,8)^3}{8,5 \times (2,7 + 4,5 \times 0,8)}$$

$$M^u_{a2} = \mathbf{-5,87 \text{ KN.m}}$$

$$M^u_{a3} = -\frac{q^r_u \times l_w^3 + q^r_u \times l_e^3}{8,5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{4,75 \times (4,5 \times 0,8)^3 + 4,75 \times (4,6)^3}{8,5 \times (4,5 \times 0,8 + 4,6)}$$

$$M^u_{a3} = \mathbf{-9,80 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{a2}^s = -\frac{q_s^r \times l_w^3 + q_s^e \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3.45 \times (2.7)^3 + 3.45 \times (4.5 \times 0.8)^3}{8.5 \times (2.7 + 4.6 \times 0.8)}$$

$$M_{a2}^s = -4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3}^s = -\frac{q_u^r \times l_w^3 + q_u^e \times l_e^3}{8.5 \times (l_w + l_e)} = -\frac{3.45 \times (4.5 \times 0.8)^3 + 3.45 \times (4.6)^3}{8.5 \times (4.5 \times 0.8 + 4.6)}$$

$$M_{a3}^s = -7,12 \text{ KN.m}$$

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le (Tableau III.2.4).

**b) Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

Travée de rive (1-2)

De gauche :

$$T_w = 4,75 \times \frac{2,7}{2} + \frac{-5,87 + 0,86}{2,7}$$

$$T_w = 4,54 \text{ KN}$$

De droite :

$$T_e = 4,75 \times \frac{2,7}{2} - \frac{-5,87 + 0,86}{2,7}$$

$$T_e = -8,26 \text{ KN}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des efforts tranchant sont donnés dans le (Tableau III.2.4).

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

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2}$$

Travée de rive (1-2) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{-5,87 + 0,86}{2,7 \times 4,75} + \frac{2,70}{2} \Rightarrow x_0 = 0,96 \text{ m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$x_0 = \frac{M_1 - M_2}{l_1 \times q} + \frac{l_1}{2} = \frac{-4,27 + 0,62}{2,7 \times 3,45} + \frac{2,70}{2} \Rightarrow x_0 = \mathbf{0,96 \text{ m}}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats de calcul des abscisses ( $x_0$ ) de  $M_t$  maximum sont donnée dans le (Tableau III.2.4).

c) Moment fléchissant en travées :

$$M(x_0) = \left( \frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} x_0 - |M_{i-1}|$$

Travée de rive (1-2) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M(x_0) = \left( \frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + M_e x \left( \frac{x_0}{l_i} \right) + M_w x \left( 1 - \frac{x_0}{l_i} \right)$$

$$M_t^u = \left( \frac{4,75 \times 2,7}{2} \times 0,96 - \frac{4,75 \times 0,96^2}{2} \right) - 5,86 \times \frac{0,96}{2,7} - 0,86 \times \left( 1 - \frac{0,96}{2,7} \right)$$

$$\mathbf{M_{t1}^u = 1,33 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M(x_0) = \left( \frac{q_u l_i}{2} x_0 - \frac{q_u x_0^2}{2} \right) + M_e x \left( \frac{x_0}{l_i} \right) + M_w x \left( 1 - \frac{x_0}{l_i} \right)$$

$$M_t^{\text{ser}} = \left( \frac{3,45 \times 2,7}{2} \times 0,96 - \frac{3,45 \times 0,96^2}{2} \right) - 4,27 \times \frac{0,96}{2,7} - 0,62 \times \left( 1 - \frac{0,96}{2,7} \right)$$

$$\mathbf{M_{t1}^{\text{ser}} = 0,96 \text{ KN.m}}$$

Les moments fléchissant maximum pour les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le (Tableau III.2.4).

❖ **Type 1 :****Tableau III.2:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) :

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis M [KN.m]		Travée	L'abscisse $X_0$ [m]		Moment en travée Mt [KN.m]		Effort tranchant [KN]			
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
CCCCC	1	-0,86	-0,62						Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	0,96	0,96	1,67	1,22	4,54	-8,26	3,30	-6,00
	2	-5,87	-4,27									
				2	2,18	2,18	5,39	3,92	10,33	-11,01	7,51	-8,00
	3	-7,39	-5,37									
				3	2,37	2,37	5,93	4,31	11,24	-10,58	8,17	-7,68
	4	-5,87	-4,26									
4				1,64	1,64	0,51	0,37	7,76	-6,70	5,64	-4,87	
5	-4,26	-3,09										
			5	1,72	1,72	2,91	2,11	8,18	-6,05	5,94	-4,39	
1	-0,70	-0,51							Gauche	Droite	Gauche	Droite
			1	0,88	0,89	1,21	0,91	3,39	-6,98	2,53	-5,15	
			2	2,16	2,16	5,57	4,03	10,26	-11,08	7,46	-8,05	
DCCCD	3	-7,39	-5,37									
				3	2,37	2,37	5,93	4,31	11,24	-10,34	8,17	-7,51
	4	-5,87	-4,26									
				4	1,64	1,64	0,79	0,55	7,93	-8,46	5,75	-6,15
	5	-3,73	-2,74									
5				1,75	1,75	2,26	1,68	6,72	-4,81	4,97	-3,57	
1	-0,86	-0,62							Gauche	Droite	Gauche	Droite
			1	1,02	1,01	1,86	1,34	4,83	-7,97	3,49	-5,81	
2												

<b>CDDDC</b>		-5,09	-3,74	<b>2</b>	2,24	2,24	4,18	3,11	8,45	-8,85	6,25	-6,56
	<b>3</b>	-5,99	-4,44	<b>3</b>	2,37	2,37	4,81	3,56	9,11	-8,57	6,74	-6,35
	<b>4</b>	-4,75	-3,52									
	<b>5</b>	-3,97	-2,90	<b>4</b>	1,59	1,60	1,29	0,89	6,11	-5,60	4,54	-4,14
	<b>6</b>	-1,06	-0,77	<b>5</b>	1,70	1,71	3,01	2,18	8,75	-5,47	6,39	-3,95

**CCCCC** : Charge ; charge ; charge ; charge ; charge.

**DCCCD** : Décharge ; charge ; charge ; charge ; décharge.

**CDDDC** : Charge ; décharge ; décharge ; décharge ; charge.

❖ **Type 2 :**

**Tableau III.3** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) :

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	
									Gauche	Droite	Gauche	Droite
<b>CCCCC</b>	<b>1</b>	-0,86	-0,62	<b>1</b>	0,96	0,96	1,67	1,22	4,54	-8,26	3,30	-6,00
	<b>2</b>	-5,87	-4,27									
	<b>3</b>	-7,39	-5,37	<b>3</b>	2,37	2,37	5,93	4,31	11,24	-10,58	8,17	-7,68
	<b>4</b>	-5,87	-4,26									
	<b>5</b>	-3,26	-2,37	<b>4</b>	1,70	1,70	1,10	0,79	8,08	-6,38	5,87	-4,63
	<b>6</b>	-4,22	-3,06									
	<b>7</b>	-1,06	-0,77	<b>5</b>	1,43	1,43	1,61	1,17	6,80	-7,43	4,94	-5,40
				<b>6</b>	1,72	1,72	2,92	2,12	8,16	-6,06	5,93	-4,40

<b>DCCCCD</b>	<b>1</b>	-0,70	-0,51							<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>	<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>
				<b>1</b>	0,89	0,89	1,21	0,91	3,39	-6,98	2,53	-5,15	
	<b>2</b>	-5,54	-4,05										
				<b>2</b>	2,16	2,16	5,57	4,03	10,26	-11,08	7,46	-8,05	
	<b>3</b>	-7,39	-5,37										
				<b>3</b>	2,37	2,37	5,93	4,31	11,24	-10,34	8,17	-7,51	
	<b>4</b>	-5,87	-4,26										
				<b>4</b>	1,70	1,70	1,10	0,79	8,08	-8,30	5,87	-6,03	
	<b>5</b>	-3,26	-2,37										
				<b>5</b>	1,47	1,47	1,86	1,33	6,97	-7,25	5,05	-5,28	
	<b>6</b>	-3,69	-2,71										
				<b>6</b>	1,74	1,74	2,27	1,69	6,70	-4,82	4,96	-3,58	
	<b>7</b>	-0,86	-0,64										
<b>CDDDDDC</b>										<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>	<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>
	<b>1</b>	-0,86	-0,62										
				<b>1</b>	1,02	1,02	1,86	1,34	4,83	-7,97	3,49	-5,81	
	<b>2</b>	-5,09	-3,74										
				<b>2</b>	2,26	2,26	4,90	3,64	8,76	-8,53	6,49	-6,32	
	<b>3</b>	-4,55	-3,37										
				<b>3</b>	2,29	2,29	5,51	4,08	8,80	-8,88	6,51	-6,58	
	<b>4</b>	-4,75	-3,52										
				<b>4</b>	1,70	1,70	1,59	1,12	6,55	-5,17	4,85	-3,83	
<b>5</b>	-2,64	-1,96											
			<b>5</b>	1,39	1,39	1,07	0,81	5,97	-5,56	4,43	-4,10		
<b>6</b>	-3,94	-2,88											
			<b>6</b>	1,57	1,57	2,89	2,09	8,07	-6,15	5,87	-4,46		
<b>7</b>	-1,06	-0,77											

**CCCCCC** : Charge ; charge ; charge ; charge ; charge ; charge.

**DCCCCD** : Décharge ; charge ; charge ; charge ; charge ; décharge.

**CDDDDDC** : Charge ; décharge ; décharge ; décharge ; décharge ; charge.

❖ **Type 5 :**

**Tableau III.4 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) :

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis M [KN.m]		Travée	L'abscisse $X_0$ [m]		Moment en travée Mt [KN.m]		Effort tranchant [KN]				
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS		
CCC	1	-0,86	-0,62							Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	0,96	0,96	1,31	0,95	4,54	-8,26	3,30	-6,00	
	2	-5,87	-4,27										
				2	2,07	2,07	4,25	3,08	9,80	-11,54	7,12	-8,39	
	3	-9,80	-7,12										
			3	2,63	2,63	6,65	4,83	12,49	-9,32	9,08	-6,77		
	4	-2,51	-1,82										
DCD	1	-0,70	-0,51							Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	0,88	0,89	0,79	0,61	3,39	-6,98	2,53	-5,15	
	2	-5,54	-4,05										
				2	2,11	2,11	5,01	3,59	10,00	-11,34	7,26	-8,25	
	3	-8,54	-6,28										
			3	2,67	2,66	5,14	3,82	10,25	-7,42	7,58	-5,51		
	4	-2,03	-1,50										
CDC	1	-0,86	-0,62							Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	1,02	1,01	1,60	1,14	4,83	-7,97	3,49	-5,81	
	2	-5,09	-3,74										
				2	2,01	2,02	2,69	2,05	7,73	-9,56	5,74	-7,06	
	3	-9,19	-6,72										
			3	2,61	2,61	6,91	5,01	12,36	-9,45	8,99	-6,86		
	4	-2,51	-1,82										

<b>CCD</b>										<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>	<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>
	<b>1</b>	-0,86	-0,62	<b>1</b>	0,96	0,96	1,31	0,95	4,54	-8,26	3,30	-6,00	
	<b>2</b>	-5,87	-4,27	<b>2</b>	2,13	2,12	4,83	3,47	10,08	-11,26	7,31	-8,20	
	<b>3</b>	-8,54	-6,28	<b>3</b>	2,67	2,66	5,14	3,82	10,25	-7,42	7,58	-5,51	
	<b>4</b>	-2,03	-1,50										
<b>DCC</b>										<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>	<b>Gauche</b>	<b>Droite</b>
	<b>1</b>	-0,70	-0,51	<b>1</b>	0,88	0,89	0,79	0,61	3,39	-6,98	2,53	-5,15	
	<b>2</b>	-5,54	-4,05	<b>2</b>	2,05	2,05	4,42	3,20	9,73	-11,62	7,07	-8,44	
	<b>3</b>	-9,80	-7,12	<b>3</b>	2,63	2,63	6,65	4,83	12,49	-9,32	9,08	-6,77	
	<b>4</b>	-2,51	-1,82										

**CCC** : Charge ; charge ; charge.

**DCD** : décharge ; charge ; décharge.

**CDC** : Charge ; décharge ; charge.

**CCD** : Charge ; charge ; décharge.

**DCC** : Décharge ; charge ; charge.

❖ **Type 03 :****Tableau III.5 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse ( $x_0$ ) (plancher terrasse) :

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis M [KN,m]		Travée	L'abscisse $X_0$ [m]		Moment en travée $M_t$ [KN,m]		Effort tranchant [KN]			
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
									Gauche	Droite	Gauche	Droite
CC	1	-0,86	-0,62									
				1	0,75	0,75	0,45	0,33	3,54	-9,26	2,57	-6,73
	2	-8,59	-6,24									
				2	2,54	2,54	6,71	4,87	12,05	-9,30	8,75	-6,75
	3	-2,40	-1,74									
CD	1	-0,86	-0,62						Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	0,85	0,85	0,85	0,59	4,04	-8,77	2,90	-6,40
	2	-7,25	-5,34									
				2	2,56	2,56	5,31	3,94	9,82	-7,47	7,27	-5,53
	3	-1,94	-1,44									
DC	1	-0,70	-0,51						Gauche	Droite	Gauche	Droite
				1	0,63	0,63	0,03	0,04	2,37	-8,00	1,79	-5,89
	2	-8,30	-6,04									
				2	2,55	2,55	7,09	5,13	12,08	-9,26	8,78	-6,73
	3	-1,94	-1,44									

CC : Charge ; charge

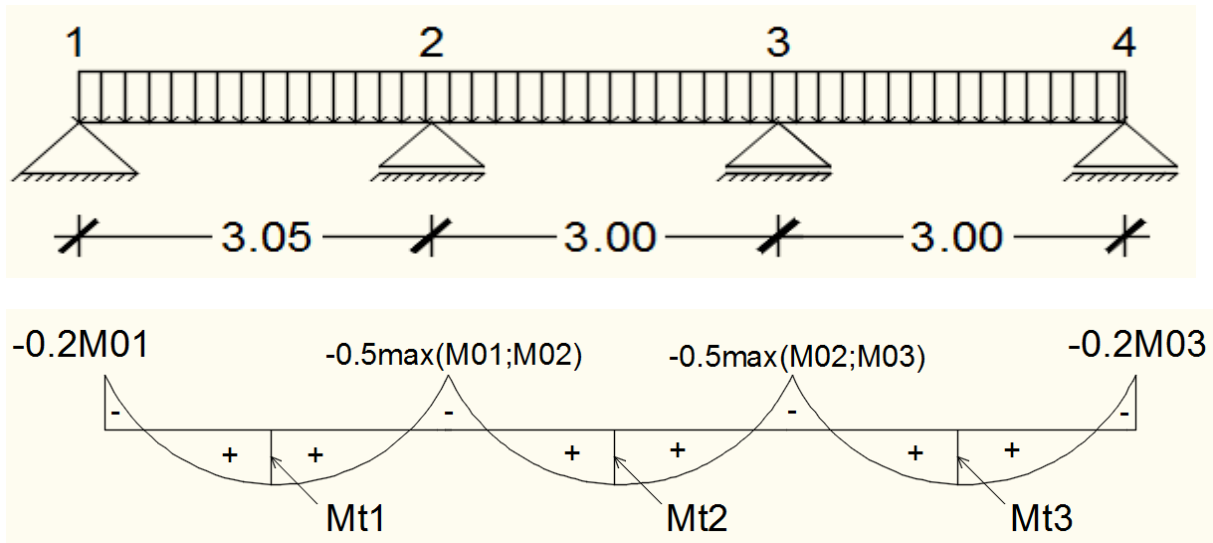
CD : Charge ; décharge

DC : décharge ; charge

### III.2.6- Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :

- Type de poutrelle à étudiée :

❖ Type 04 :



**Fig.III.6** : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 4

#### a. Moment fléchissant en appuis :

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :

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

$$M^u_{01} = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6,6672 \times 3,05^2}{8} = 7,75 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{02} = \frac{q_u \times l_2^2}{8} = \frac{6,6672 \times 3^2}{8} = 7,50 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{03} = \frac{q_u \times l_3^2}{8} = \frac{6,6672 \times 3^2}{8} = 7,50 \text{ KN.m}$$

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

$$M^s_{01} = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4,872 \times 3,05^2}{8} = 5,66 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{02} = \frac{q_s \times l_2^2}{8} = \frac{4,872 \times 3^2}{8} = 5,48 \text{ KN.m}$$

$$M^s_{03} = \frac{q_s \times l_3^2}{8} = \frac{4,872 \times 3^2}{8} = 5,48 \text{ KN.m}$$

- Appuis de rives (1et 4) :

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

$$M^u_{a1} = -0,2 \times M^u_{01} = -0,2 \times 7,75$$

$$M^u_{a1} = -1,55 \text{ KN.m}$$

$$M^u_{a4} = -0,2 \times M^u_{03} = -0,2 \times 7,50$$

$$M_{a4}^u = -1,5 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{a1}^s = -0,2 \times M_{01}^s = -0,2 \times 5,66$$

$$M_{a1}^s = -1,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4}^s = -0,2 \times M_{03}^s = -0,2 \times 5,48$$

$$M_{a4}^s = -1,09 \text{ KN.m}$$

• Appuis intermédiaires (2et 3) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a2}^u = -0,5 \times \max ( M_{01}^u ; M_{02}^u )$$

$$M_{a2}^u = -0,5 \times \max ( 7,75 ; 7,50 )$$

$$M_{a2}^u = -0,5 \times 7,75$$

$$M_{a2}^u = -3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3}^u = -0,5 \times \max ( M_{02}^u ; M_{03}^u )$$

$$M_{a3}^u = -0,5 \times \max ( 7,50 ; 7,50 )$$

$$M_{a3}^u = -0,5 \times 7,50$$

$$M_{a3}^u = -3,75 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{a2}^s = -0,5 \times \max ( M_{01}^s ; M_{02}^s )$$

$$M_{a2}^s = -0,5 \times \max ( 5,66 ; 5,48 )$$

$$M_{a2}^s = -0,5 \times 5,66$$

$$M_{a2}^s = -2,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3}^s = -0,5 \times \max ( M_{02}^s ; M_{03}^s )$$

$$M_{a3}^s = -0,5 \times \max ( 5,48 ; 5,48 )$$

$$M_{a3}^s = -0,5 \times 5,48$$

$$M_{a3}^s = -2,74 \text{ KN.m}$$

a. Moment fléchissant en travée :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} ; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{60}{427,2+60} = 0,123$$

$$0 \leq \alpha = 0,123 \leq \frac{2}{3} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Travées de rives (1-2) et (3-4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

Travée (1-2) :

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{M_{a1}^u + M_{a2}^u}{2} \geq \max[ (1 + 0,3 \times 0,123); 1,05] M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \left( \frac{1,2+0,3 \times 0,123}{2} \right) M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{1,55 + 3,87}{2} \geq \max[ 1,036 ; 1,05] M_{01}^u = 1,05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + 2,71 \text{ KN.m} \geq 1,05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^u + 0,35 M_{01}^u \geq 1,05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^u \geq 0,70 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc on prend  $M_{t1}^u = 0,70 M_{01}^u \Rightarrow M_{t1}^u = 0,70 \times 7,75$

**$M_{t1}^u = 5,42 \text{ KN.m}$**

Travée (3-4) :

$$\begin{cases} M_{t3}^u + \frac{M_{a3}^u + M_{a4}^u}{2} \geq \max[ (1 + 0,3 \times 0,135); 1,05] M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq \left( \frac{1,2+0,3 \times 0,135}{2} \right) M_{03}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u + \frac{3,75 + 1,50}{2} \geq \max[ 1,04; 1,05] M_{03}^u = 1,05 M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0,62 M_{03}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u + 2,63 \text{ KN.m} \geq 1,05 M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0,62 M_{03}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^u + 0,35 M_{03}^u \geq 1,05 M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0,62 M_{03}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^u \geq 0,70 M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0,62 M_{03}^u \end{cases}$$

Donc on prend  $M_{t3}^u = 0,70 M_{03}^u \Rightarrow M_{t3}^u = 0,70 \times 7,50$

**$M_{t3}^u = 5,25 \text{ KN.m}$**

➤ Etat limite ultime (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{M_{a1}^s + M_{a2}^s}{2} \geq \max[ (1 + 0,3 \times 0,135); 1,05] M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left( \frac{1,2+0,3 \times 0,135}{2} \right) M_{01}^s \end{cases}$$

Travée (1-2) :

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{1,13+2,83}{2} \geq \max[1,04; 1,05] M_{01}^s = 1,05 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^s + 1,98 \text{ KN.m} \geq 1,05 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^s + 0,35 M_{01}^s \geq 1,05 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^s \geq 0,70 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases}$$

Donc on prend  $M_{t1}^s = 0,70 M_{01}^s \Rightarrow M_{t1}^s = 0,70 \times 5,66$

$$\mathbf{M_{t1}^s = 3,96 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4) :

$$\begin{cases} M_{t3}^s + \frac{M_{a4}^s + M_{a3}^s}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,135); 1,05] M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,123}{2}\right) M_{03}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^s + \frac{2,74+1,09}{2} \geq \max[1,04; 1,05] M_{03}^s = 1,05 M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0,62 M_{03}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^s + 1,91 \text{ KN.m} \geq 1,05 M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0,62 M_{03}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^s + 0,35 M_{03}^s \geq 1,05 M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0,62 M_{03}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^s \geq 0,70 M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0,62 M_{03}^s \end{cases}$$

Donc on prend  $M_{t3}^s = 0,70 M_{03}^s \Rightarrow M_{t3}^s = 0,70 \times 5,48$

$$\mathbf{M_{t3}^s = 3,83 \text{ KN.m}}$$

• Travée intermédiaire (2-3) :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{M_{a2}^u + M_{a3}^u}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,135); 1,05] M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,123}{2}\right) M_{02}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{3,87+3,75}{2} \geq \max[1,04; 1,05] M_{02}^u = 1,05 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0,52 M_{02}^u \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + 3.81 \text{ KN.m} \geq 1.05 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.52 M_{02}^u \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u + 0.50 M_{02}^u \geq 1.05 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.52 M_{02}^u \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^u \geq 0.55 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0.52 M_{02}^u \end{array} \right.$$

Donc on prend  $M_{t2}^u = 0.55 M_{02}^u \Rightarrow M_{t2}^u = 0.55 \times 7.5$

$$M_{t2}^u = 4.06 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s + \frac{M_{a2}^s + M_{a3}^s}{2} \geq \max[ (1 + 0.3 \times 0.135); 1.05 ] M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq \left( \frac{1 + 0.3 \times 0.123}{2} \right) M_{02}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s + \frac{2.83 + 2.74}{2} \geq \max[ 1.04; 1.05 ] M_{02}^s = 1.05 M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52 M_{02}^s \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s + 2.78 \text{ KN.m} \geq 1.05 M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52 M_{02}^s \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s + 0.50 M_{02}^s \geq 1.05 M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52 M_{02}^s \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{t2}^s \geq 0.55 M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.52 M_{02}^s \end{array} \right.$$

Donc on prend  $M_{t2}^u = 0.55 M_{02}^u \Rightarrow M_{t2}^u = 0.55 \times 5.48$

$$M_{t2}^u = 2.96 \text{ KN.m}$$

### b. Efforts tranchants :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_{01}^u = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6.6672 \times \overline{3.05}}{2} = 10.16 \text{ KN}$$

$$T_{02}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6.6672 \times \overline{3}}{2} = 10.00 \text{ KN}$$

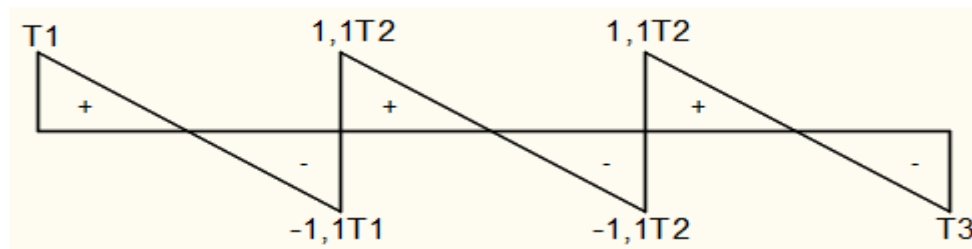
$$T_{03}^u = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{6.6672 \times \overline{3}}{8} = 10.00 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.S) :

$$T_{01}^s = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{4.872 \times \overline{3.05}}{2} = 7.42 \text{ KN}$$

$$T_{02}^s = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{4.872 \times \overline{3}}{2} = 7.30 \text{ KN}$$

$$T_{03}^s = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{4.872 \times \overline{3}}{8} = 7.30 \text{ KN}$$



**Fig.III.7 :** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$T^u_1 = 10,16 \text{ KN}$

$T^u_2 = -1,1 \times 10,16 \implies T^u_2 = -11,16 \text{ KN}$

$T^u_2 = 1,1 \times 10,00 \implies T^u_2 = 11 \text{ KN}$

$T^u_3 = -1,1 \times 10,00 \implies T^u_3 = -11 \text{ KN}$

$T^u_3 = 1,1 \times 10,00 \implies T^u_3 = 11 \text{ KN}$

$T^u_4 = -10,00 \text{ KN}$

➤ Etat limite ultime (E.L.S) :

$T^u_1 = 7,42 \text{ KN}$

$T^u_2 = -1,1 \times 7,42 \implies T^u_2 = -8,17 \text{ KN}$

$T^u_2 = 1,1 \times 7,30 \implies T^u_2 = 8,03 \text{ KN}$

$T^u_3 = -1,1 \times 7,30 \implies T^u_3 = -8,03 \text{ KN}$

$T^u_3 = 1,1 \times 7,30 \implies T^u_3 = 8,03 \text{ KN}$

$T^u_4 = -7,30 \text{ KN}$

❖ Type 4 :

**Tableau III.6 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant :

Appuis	Moment en appuis [daN.m]		Travée	Effort tranchant [daN]				moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-1,55	-1,13	1-2	10,16	-11,18	7,42	-8,17	5,42	3,96
2	-3,87	-2,83	2-3	11,00	-11,00	8,03	-8,03	4,06	2,96
3	-3,75	-2,74	3-4	11,00	-10,00	8,03	-7,30	5,25	3,83
4	-1,50	-1,09							

❖ Type 6 :**Tableau III.7** : Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant :

Appuis	Moment en appuis [daN,m]		Travée	Effort tranchant [daN]				Moment en travées [daN.m]	
	ELU	ELS		Gauche	Droite	Gauche	Droite	ELU	ELS
1	-3,37	-2,46	1-2	15,00	-17,25	10,96	-12,60	10,74	7,84
2	<b>-10,58</b>	<b>-7,73</b>	2-3	<b>17,63</b>	-15,33	12,88	-11,20	<b>11,46</b>	<b>8,37</b>
3	-3,52	-2,57							

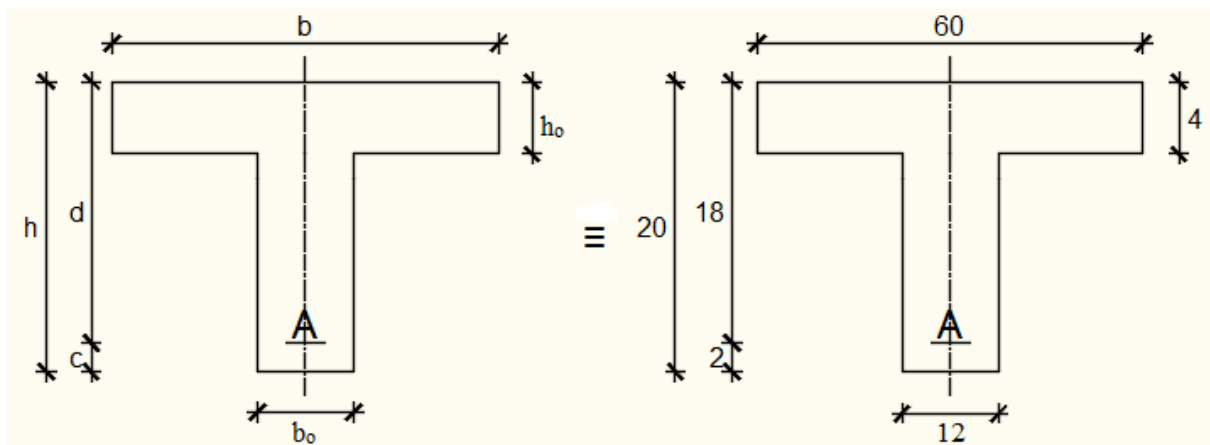
**III.2.7- Détermination des armatures :****A. En travée :**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 11,46260 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 11462,60 \text{ N.m}$$

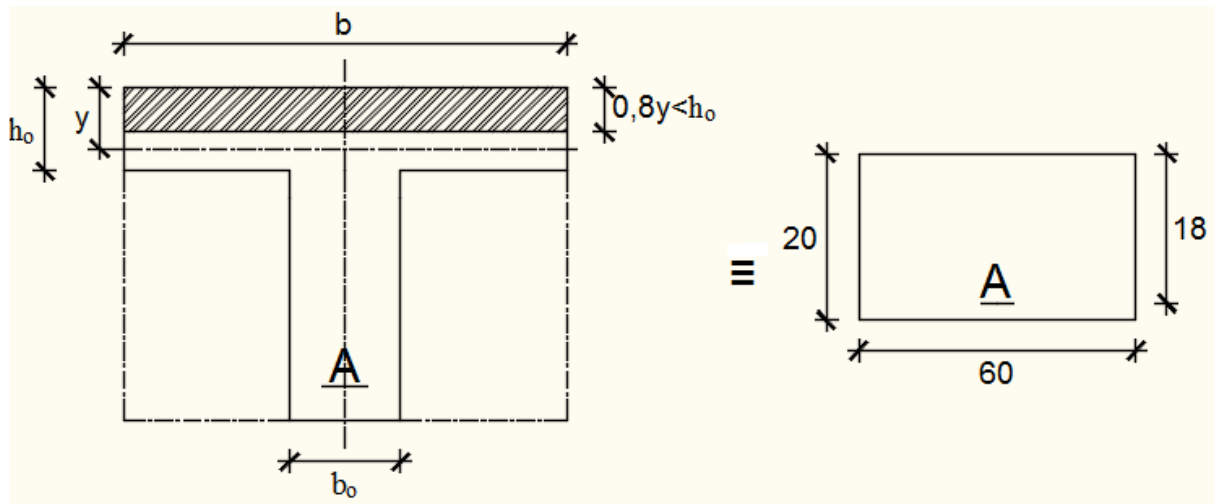
- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

**Fig.III.8** : Section de calcul

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 11462,60 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .



**Fig.III.9** : Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11462,60}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{A}' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,978$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11462,60}{348 \times 0,978 \times 18} = 1,87 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,87 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 3T10  $\rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 8376,20 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = \frac{60 \times 12^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

$\Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  la section de calcul est une section en Té.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{(18,95)^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^3 - (60 - 12) \times (4,05 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{8376,20}{7216,97} = 1,16$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 1,16 \times 4,05 = 4,7 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{11462,60}{8376,20} = 1,37$$

$$\alpha = 0,054 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

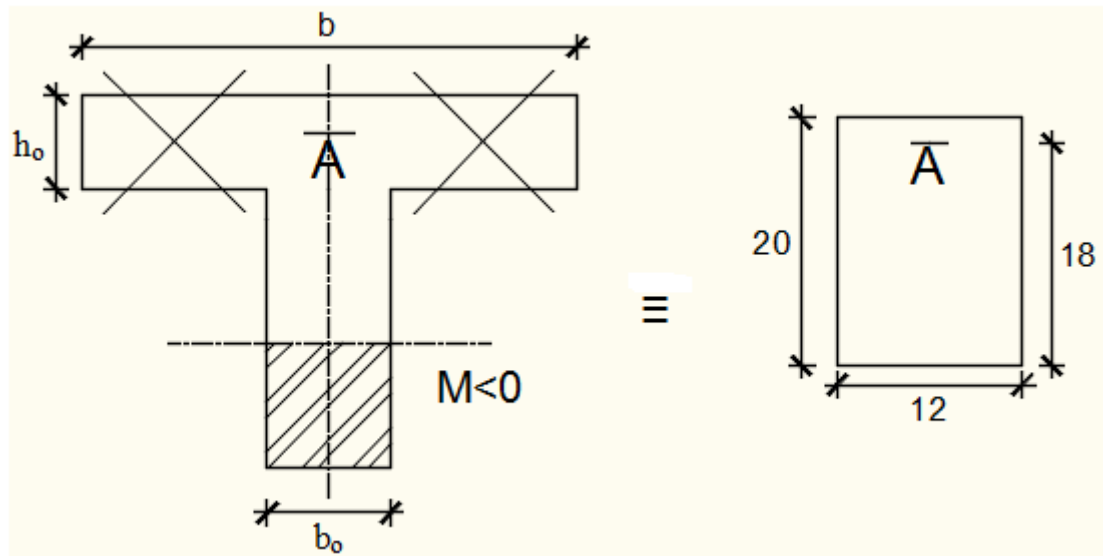
$\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

**B. En appui:**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -10580,80 \text{ N.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$  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.10** : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10580,80}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,191$$

$$\mu = 0,191 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,267$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,893$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10580,80}{348 \times 0,893 \times 18} = 1,89 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,89 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 1T16  $\longrightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = -7731,90 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{10580,80}{7731,90} = 1,37$$

$$\alpha = 0,267 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

### III.2.7.1- 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.

$$T_u^{\max} = 17634,70 \text{ N}$$

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

[CBA93/A.5.1.3]

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

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

$$T_u^{\max} = 17634,70 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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 :** [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \stackrel{?}{\geq} \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right] \text{ [CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].}$$

$$A_{inf} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 17634,70 + \frac{10580,80}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

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

**Moyenne** : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17634,70}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,82 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

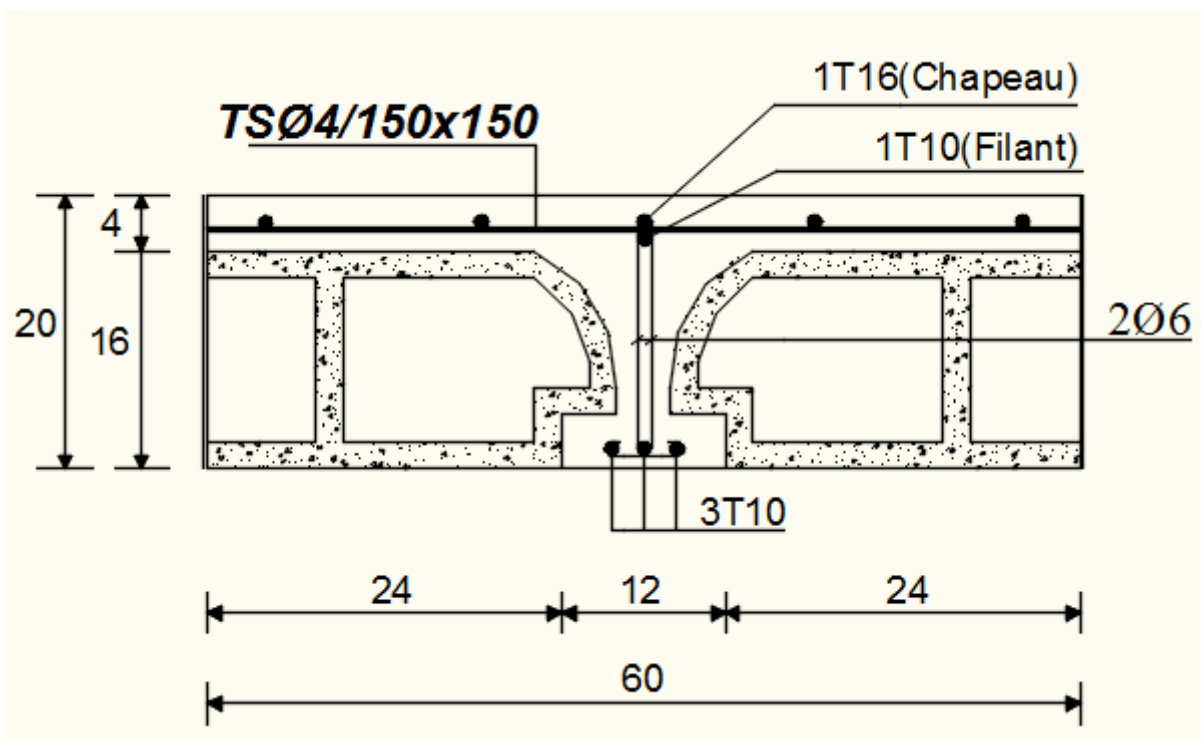
**d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$**  : [Article BAEL91/4.2.3]

- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

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.III.11** : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 46,17 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm [CBA93/A. 5. 1. 2. 2].}$$

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

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

### III.2.8- Vérification de la flèche :

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,043 < 0,063 \text{ Avec } l = 4,60 \text{ m (la plus grande portée)} \rightarrow \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = 0,043 < \frac{1}{10} \times \left( \frac{8376,20}{12886,44} \right) = 0,065 \text{ Avec } M_t^s: \text{ le moment max en travée} \rightarrow$$

(Condition vérifiée).

$$M_0^s = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4872 \times 4,60^2}{8} = 12886,44 \text{ N.m}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{60 \times 18} = 0,0021 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

### Conclusion :

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

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

$f_{gv}, f_{gi}$ : Les flèches dus à la charge g ;

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

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

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 712 = 427,2 \text{ daN/ml ;}$$

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons, j =g= 427,2 daN/ml (Plancher errasse) et

$$p : \text{ charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (712 + 100) \times 0,6 = 487,2 \text{ daN/m}$$

**a) Calcul des moments fléchissant :**

$$q_{sj} = q_{sg} = \left[ \frac{2}{3} \times 712 \right] \times 0,6 = 284,8 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sp} = \left[ \left( \frac{2}{3} \times 712 \right) + 100 \right] \times 0,6 = 344,8 \text{ daN/ml}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

- Appuis intermédiaires (2) :

$$M_{2j} = -\frac{0,6 \times q_{sj} \times l^2}{8} = -\frac{0,6 \times 284,8 \times 4,6^2}{8} = -451,98 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = -\frac{0,6 \times q_{sp} \times l^2}{8} = -\frac{0,6 \times 344,8 \times 4,6^2}{8} = -547,19 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive (3) :

$$M_{2j} = -\frac{0,2 \times q_{sj} \times l^2}{8} = -\frac{0,2 \times 284,8 \times 4,6^2}{8} = -150,66 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = -\frac{0,2 \times q_{sp} \times l^2}{8} = -\frac{0,2 \times 344,8 \times 4,6^2}{8} = -182,39 \text{ daN.m}$$

**b) Moment fléchissant en travée :**

$$M_{tj} = \frac{0,65 \times q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{0,65 \times 284,8 \times 4,6^2}{8} = 489,65 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp} = \frac{0,65 \times q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{0,65 \times 344,8 \times 4,6^2}{8} = 592,80 \text{ daN.m}$$

**c) Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$

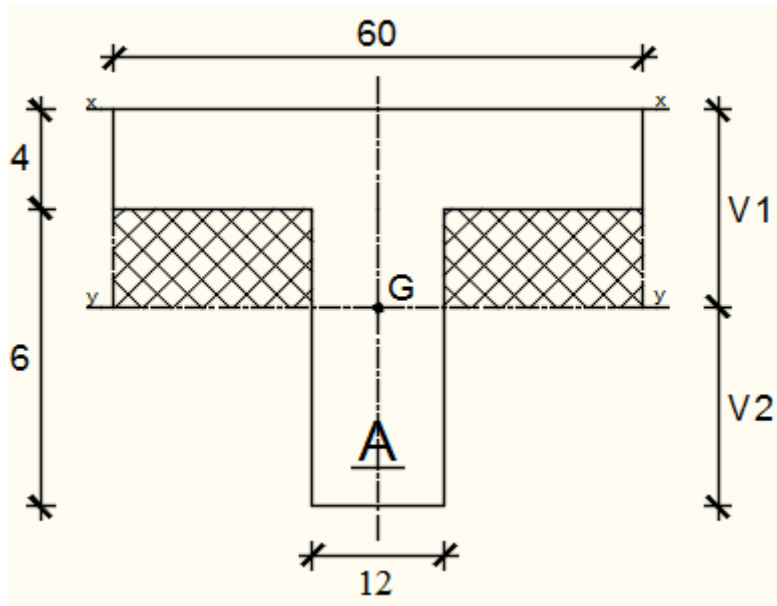
**d) Calcul des moments d'inertie fictifs :**

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

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

- **Coordonnées du centre de gravité :**

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

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

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

$$v_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{V_1^3}{3} - (b-b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

e) **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,093 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

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

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4896,5}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 134,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5928,0}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 163,02 \text{ MPa}$$

f) **Calcul de:  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 134,65 + 2,1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,54$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 163,02 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,59$$

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

Avec

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 1,47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,54} = 7149,90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 0,54} = 11298,34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,59} = 6734,69 \text{ cm}^4$$

### g) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4896,5 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 11298,34} = 0,84 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4896,5 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 8463,872} = 0,38 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{5928,0 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 8838,031} = 0,44 \text{ cm}$$

### h) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,84 - 0,38) + (0,44 - 0,38)$$

$$\Delta_{ft} = 0,52 \text{ cm}$$

i) **La flèche admissible :**

$$l = 4,60 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,52 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,92 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau III.8 :** Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

<b>Armature</b>	<b>Longitudinale</b>	<b>Transversale</b>
<b>En Travée</b>	3 HA10	2 Ø6
<b>En Appui</b>	1 HA16	2 Ø6

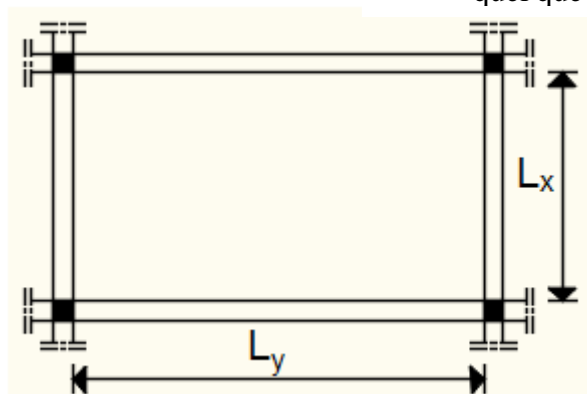
### III.3- Plancher à dalle pleine :

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 pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le pourtour).

#### 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 deux directions
- Si On a une charge concentrée  $\Rightarrow$  La dalle porte suivant deux directions quel que soit la valeur de  $\rho$



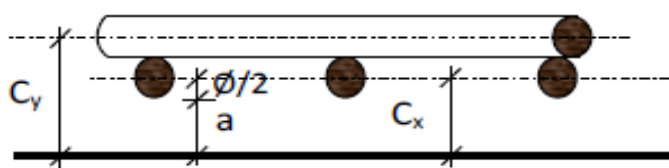
**Fig.III.13:** Dimensions d'un panneau de dalle.

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

#### ➤ Diamètre des armatures

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

**[Pratique du BAEL 91-14.5].**



**Figure III.14:** Enrobage.

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm.}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

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

➤ **hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :** [Article BAEL IV.5.c]

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

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

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

$$G = 6,31 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 2,50 \text{ daN/m}^2$$

**a. Combinaison fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 6,31 + 1,5 \times 2,50 = 12,27 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 12,27 \text{ KN/m}_L$$

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

$$\bar{q}_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\overline{q_{ser}} = 6,31 + 2,50 = 8,81 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = \overline{q_{ser}} \times 1,00 = 8,81 \text{ KN/m}_L$$

### **b. Calcul des sollicitations :**

❖ Panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{x\ ser} = \mu_{x\ ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{y\ ser} = \mu_{y\ ser} \times M_{x\ ser} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho; \nu)$  et  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ Coefficient de poisson  $\nu$  :

$\nu = 0 \Rightarrow$  Etats limites ultimes (béton fissuré) ;

$\nu = 0,2 \Rightarrow$  Etats limites de service (béton non fissuré).

### **c. Mode d'encastrement :**

❖ Panneau de dalle continu au-delà de ces appuis :

• En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

• En appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = - 0,5 M_x$$

$$M_{ay} = - 0,5 M_y$$

❖ Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

• En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- En appuis intermédiaires :

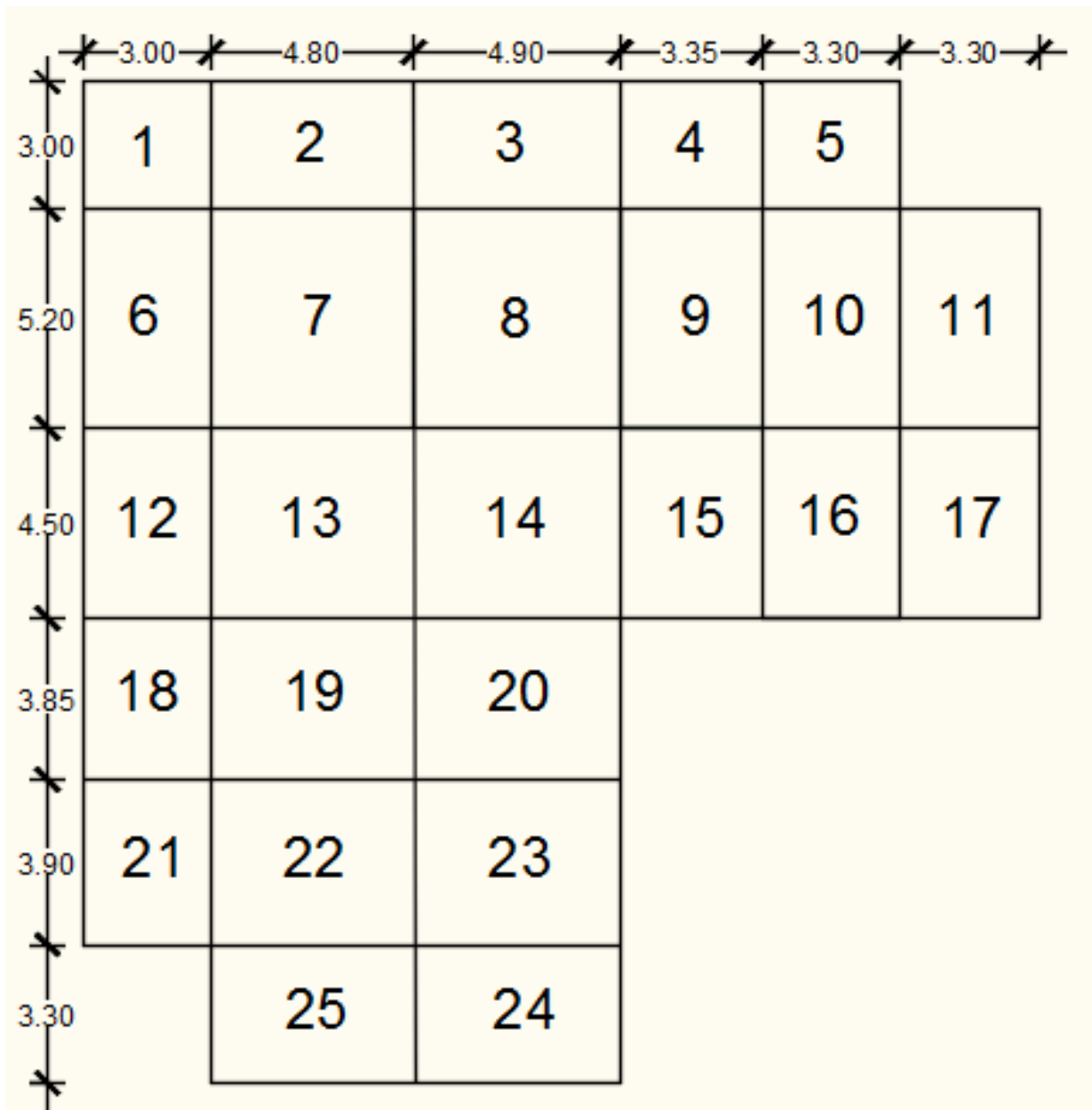
Max= - 0,5 Mx

May= - 0,5 My

- En appuis de rives :

Marx= - 0,3 Mx

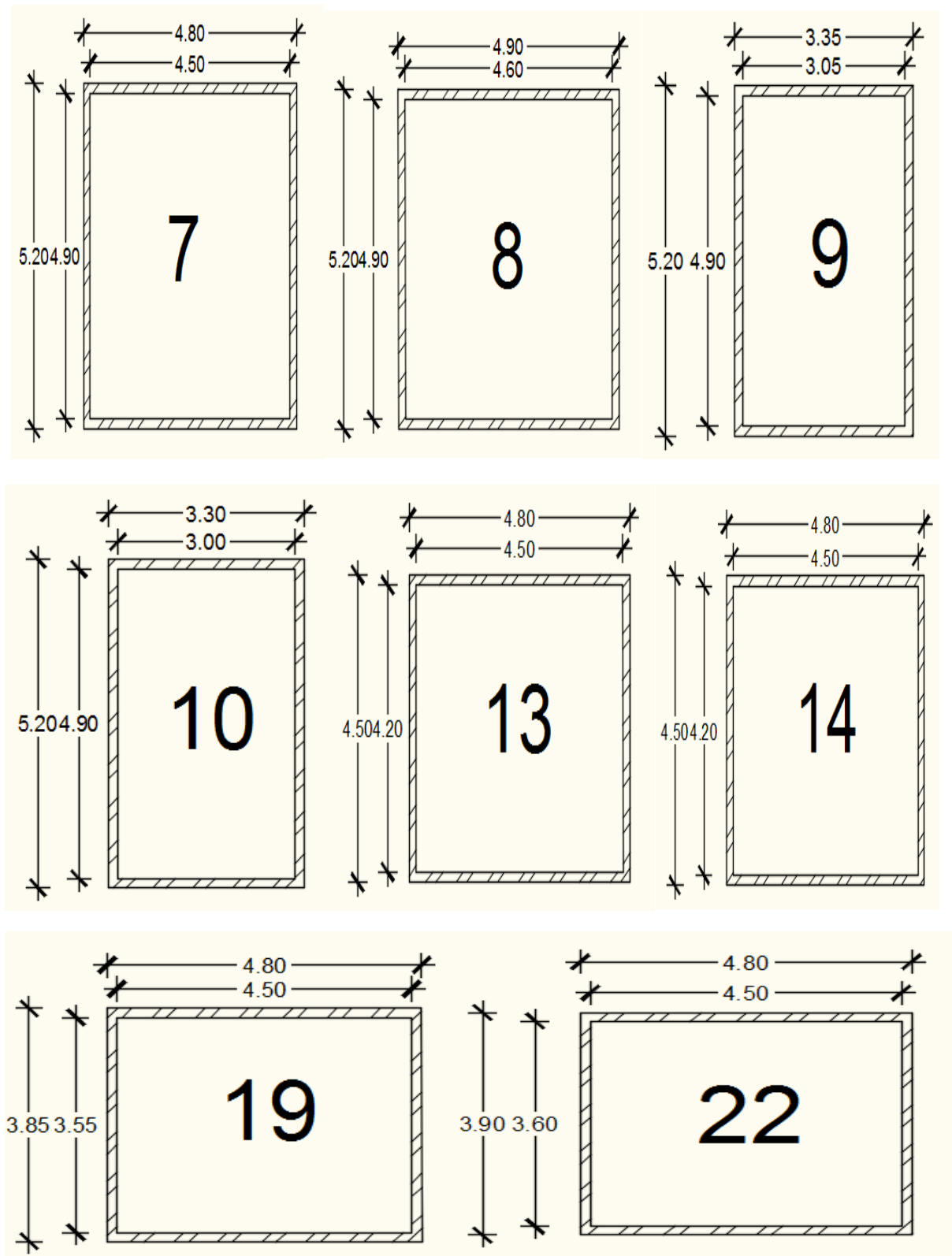
Mary= - 0,3 My



**Figure III.15** : Les panneaux de notre structure.

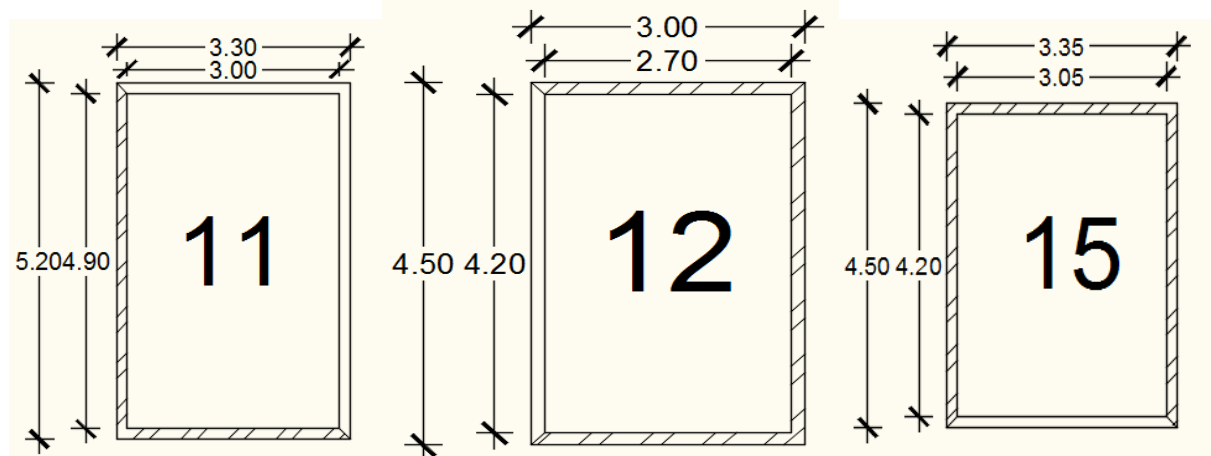
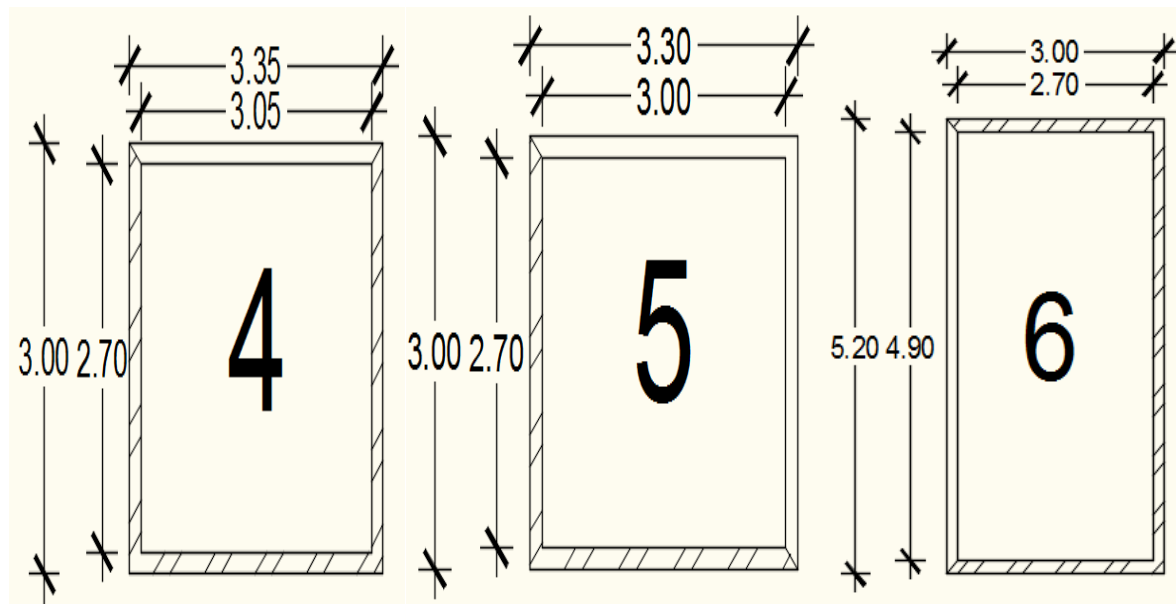
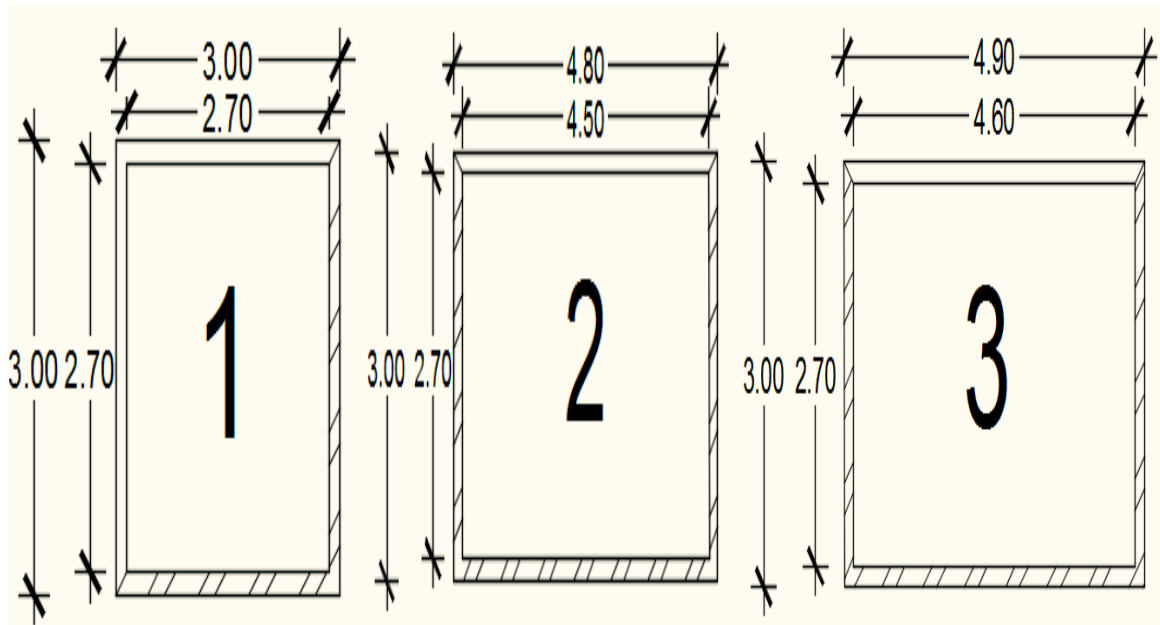
- **RDC :**

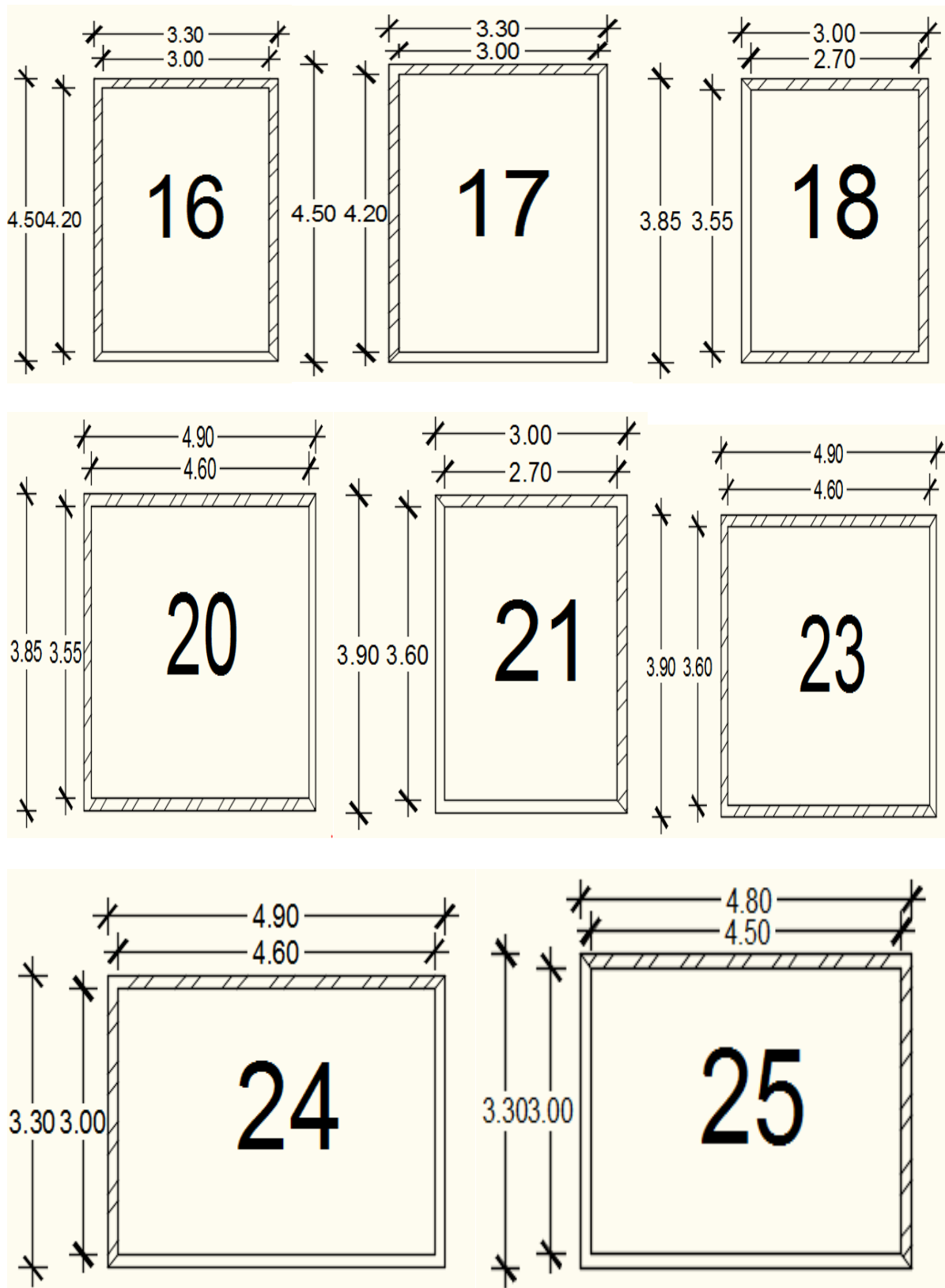
- **Types 01 :** Panneau de dalle continu au delà de ses appuis :



**Figure III.16 :** Panneau continu au-delà de ses appuis.

- **Types 02** : Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement est partiel :

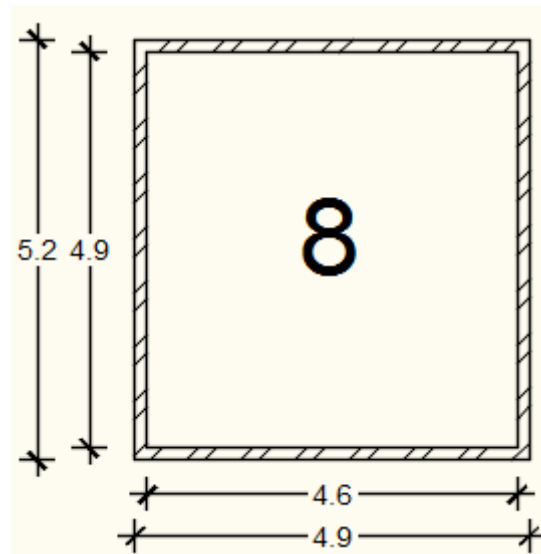




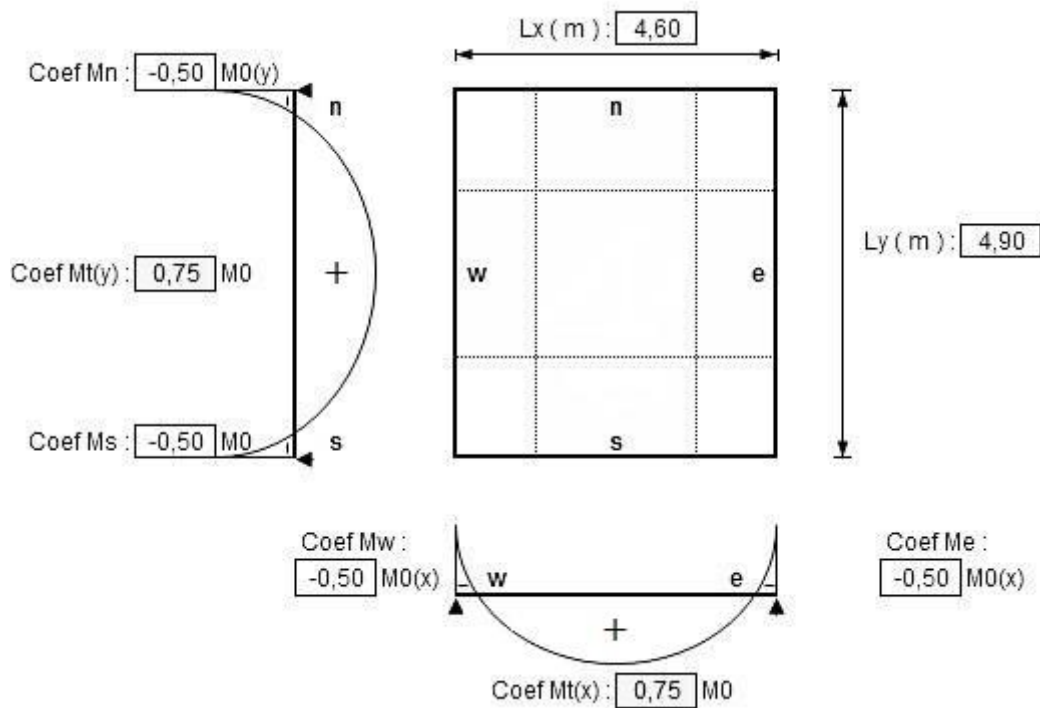
**Fig.III.17:** Panneau de rive dont un appui assure un encastrement partiel.

III.3.3- Application :

- Type de panneau à étudiée :



**Fig. III.18:** Panneau de centre (8).



**Fig. III.19 :** Schéma statique de panneau (8).

$L_x = 4,60\text{m}$

$L_y = 4,90\text{m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,60}{4,90} = 0,94 \Rightarrow$  La dalle porte suivant deux directions

**a. Moment fléchissant en appuis :**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

(Sens X-X) :

$$\mu_{xu} = 0,0419 \text{ [B.A.E.L. 91]}$$

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 = 0,0419 \times 12,27 \times 4,6^2 = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -0,5 \times M_{xu} = -5,44 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0,5 \times M_{xu} = -5,44 \text{ KN.m}$$

(Sens Y-Y) :

$$\mu_{yu} = 0,864 \text{ [B.A.E.L. 91]}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = 0,864 \times 10,88 = 9,40 \text{ KN.m}$$

$$M_n = -0,5 \times M_{yu} = -4,70 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -0,5 \times M_{yu} = -4,70 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

(Sens X-X) :

$$\mu_{xu} = 0,0491 \text{ [B.A.E.L. 91]}$$

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0,0491 \times 8,81 \times 4,6^2 = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -0,5 \times M_{x \text{ ser}} = -4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -0,5 \times M_{x \text{ ser}} = -4,58 \text{ KN.m}$$

(Sens Y-Y) :

$$\mu_{y \text{ ser}} = 0,906 \text{ [B.A.E.L. 91]}$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} = 0,906 \times 9,15 = 8,29 \text{ KN.m}$$

$$M_n = -0,5 \times M_{y \text{ ser}} = -4,15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -0,5 \times M_{y \text{ ser}} = -4,15 \text{ KN.m}$$

**b. Moment fléchissant en travées :**➤ Etat limite ultime (E.L.U) :❖ Sens X-X :

$$M_{tx} = 0,75 M_{xu} = 0,75 \times 10,88 = 8,16 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y** :

$$M_{ty}=0,75 M_{yu}=0,75 \times 9,40 = 7,05 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S)** :❖ **Sens X-X** :

$$M_{tx} = 0,75 M_{x_{\text{ser}}}=0,75 \times 9,15 = 6,8625 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y** :

$$M_{ty}=0,75 M_{y_{\text{ser}}}=0,75 \times 8,29 = 6,22 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.9** : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du RDC :

Panneaux	Lx	Ly	$\zeta=Lx/Ly$	ELU $\nu=0$								ELS $\nu=0,2$							
				$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [KN.m]	Max [KN.m]	Mtx [KN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mty [KN.m]	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [KN.m]	Max [KN.m]	Mtx [KN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mty [KN.m]
1	2.70	2.70	1	0.0368	1.0000	3.29	-1.65	2.80	3.29	-1.65	2.80	0.0442	1.0000	2.84	-1.42	2.41	2.84	-1.42	2.41
2	2.70	4.50	0.60	0.0812	0.3050	7.26	-3.63	5.45	2.22	-1.11	1.88	0.0861	0.4760	1.57	-0.78	1.18	0.75	-0.37	0.63
3	2.70	4.60	0.59	0.0825	0.2920	7.38	-3.69	5.53	2.15	-1.08	1.83	0.0873	0.4650	1.59	-0.80	1.19	0.74	-0.37	0.63
4	2.70	3.05	0.89	0.0468	0.7590	4.19	-2.09	3.14	3.18	-1.59	2.70	0.0539	0.8320	0.98	-0.49	0.74	0.82	-0.41	0.69
5	2.70	3.00	0.90	0.0458	0.7780	4.10	-2.05	3.48	3.19	-1.59	2.71	0.0529	0.8460	3.40	-1.70	2.89	2.87	-1.44	2.44
6	2.70	4.90	0.55	0.0879	0.2500	7.86	-3.93	5.90	1.97	-1.97	0.59	0.0921	0.4200	1.68	-0.84	1.26	0.70	-0.35	0.60
7	4.50	4.90	0.92	0.0438	0.8190	10.88	-5.44	8.16	8.91	-4.46	6.68	0.0510	0.8750	9.10	-4.55	6.82	7.96	-3.98	5.97
8	4.60	4.90	0.94	0.0419	0.8640	10.88	<b>-5.44</b>	<b>8.16</b>	9.40	<b>-4.70</b>	<b>7.05</b>	0.0491	0.9060	9.15	<b>-4.58</b>	<b>6.86</b>	8.29	<b>-4.15</b>	<b>6.22</b>
9	3.05	4.90	0.62	0.0785	0.3300	8.96	-4.48	6.72	2.96	-1.48	2.22	0.0837	0.4970	6.86	-3.43	5.14	3.41	-1.70	2.56
10	3.00	4.90	0.61	0.0789	0.3170	8.81	-4.41	6.61	2.79	-1.40	2.10	0.0849	0.4870	6.73	-3.37	5.05	3.28	-1.64	2.46
11	3.00	4.90	0.61	0.0798	0.3170	8.81	-4.41	7.49	2.79	-1.40	2.37	0.0849	0.4870	6.73	-3.37	5.72	3.28	-1.64	2.79
12	2.70	4.20	0.64	0.0759	0.3560	6.79	-3.39	5.09	2.42	-1.21	2.05	0.0813	0.5190	1.48	-0.74	1.11	0.77	-0.38	0.65
13	4.20	4.50	0.93	0.0428	0.8410	9.26	-4.63	6.95	7.79	-3.90	5.84	0.0500	0.8910	7.77	-3.89	5.83	6.92	-3.46	5.19
14	4.20	4.60	0.91	0.0448	0.7980	9.70	-4.85	7.27	7.74	-3.87	5.80	0.0519	0.8610	8.07	-4.03	6.05	6.94	-3.47	5.21
15	3.05	4.20	0.73	0.0646	0.4790	7.37	-3.69	5.53	3.53	-1.77	3.00	0.0708	0.6200	1.65	-0.82	1.23	1.02	-0.51	0.87
16	3.00	4.20	0.71	0.0670	0.4500	7.40	-3.70	5.55	3.33	-1.66	2.83	0.0731	0.5960	1.64	-0.82	1.23	0.98	-0.49	0.83
17	3.00	4.20	0.71	0.0670	0.4500	7.40	-3.70	6.29	3.33	-1.66	2.83	0.0731	0.5960	5.80	-2.90	4.93	3.45	-1.73	2.94
18	2.70	3.55	0.76	0.0610	0.5250	5.46	-2.73	4.09	2.86	-1.43	2.43	0.0674	0.6570	1.23	-0.61	0.92	0.81	-0.40	0.69
19	3.55	4.50	0.79	0.0576	0.5770	8.91	-4.45	6.68	5.14	-2.57	3.85	0.0642	0.6960	7.13	-3.56	5.35	4.96	-2.48	3.72
20	3.55	4.60	0.77	0.0598	0.5420	9.25	-4.62	6.94	5.01	-2.51	4.26	0.0663	0.6700	2.09	-1.04	1.57	1.40	-0.70	1.19
21	2.70	3.60	0.75	0.0622	0.5090	5.56	-2.78	4.73	2.83	-1.42	2.41	0.0685	0.6440	4.40	-2.20	3.74	2.83	-1.42	2.41
22	3.60	4.50	0.8	0.0565	0.5950	8.98	-4.49	6.74	5.35	-2.67	4.01	0.0632	0.7100	7.22	-3.61	5.41	5.12	-2.56	3.84
23	3.60	4.60	0.78	0.0587	0.5590	9.33	-4.67	7.00	5.22	-2.61	4.44	0.0652	0.6830	2.11	-1.06	1.58	1.44	-0.72	1.23
24	3.00	4.60	0.65	0.0746	0.3690	8.24	-4.12	7.00	3.04	-1.52	2.58	0.0801	0.5300	6.35	-3.18	5.40	3.37	-1.68	2.86
25	3.00	4.50	0.67	0.0720	0.3950	7.95	-3.98	6.76	3.14	-1.57	2.67	0.0777	0.5520	6.16	-3.08	5.24	3.40	-1.70	2.89

**Tableau III.10** : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales : (voir tableau III.3.1)

		ELU		ELS	
Planchers	Sens	M <sub>appuis</sub> [KN.m]	M <sub>travées</sub> [KN.m]	M <sub>appuis</sub> [KN.m]	M <sub>travées</sub> [KN.m]
RDC	Sens X-X	-5,44	8,16	-4,58	6,8625
	Sens Y-Y	-4,70	7,05	-4,15	6,22

### III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

#### ❖ Sens X-X :

a) En travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 8,16 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8160}{14,20 \times 100 \times 14,5^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0342$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{8160}{348 \times 0,961 \times 14,5} = 1,64 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,64 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

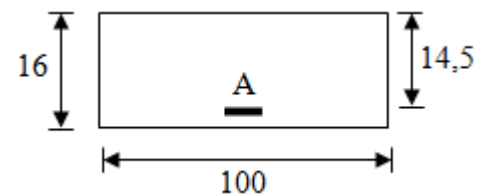
- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$



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

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \overline{A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{tx}^{ser} = 6,8625 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{8160}{6862,5} = 1,189$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0342 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.189-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

- ✓  $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
  - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )
- ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

b) En Appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

$$M_{ax}^u = 5,44 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures

Comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5440}{14,20 \times 100 \times 14,5^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,022$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

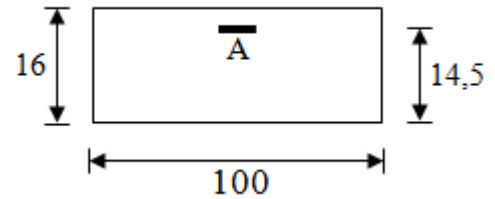
• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5440}{348 \times 0,991 \times 14,5} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$



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

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93\text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

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

$$M_{ax}^{ser} = 4,58\text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A'_{\bar{A}}$   
Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{5440}{4580} = 1,187$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A'_{\bar{A}} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,022 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,187-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration peu nuisible}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$

#### ❖ Sens Y-Y :

a) En travées :

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

$$M_{ty}^u = 7,05\text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7050}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

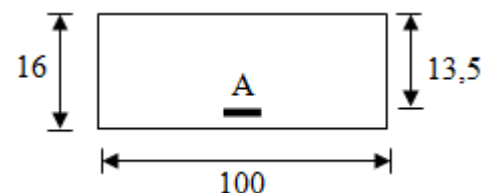
$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0342$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7050}{348 \times 0,986 \times 13,5} = 1,52\text{ cm}^2/ml$$



**Fig. III.22** : Section de calcul en travée (y-y)

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

Acier Fe400 :  $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$

$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,52 \text{ cm}^2/\text{m}_L$

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

5T10/m<sub>L</sub>  $\longrightarrow$   $A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$ .

(T10  $\longrightarrow$   $e = 20\text{cm}$ ).

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

$$M_{\text{ty}}^{\text{ser}} = 6,22 \text{ KN.m}$$

Flexion simple  
Section rectangulaire avec  $\bar{A}$   
Acier FeE400

$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec :  $\gamma = \frac{M_{\text{ty}}^u}{M_{\text{ty}}^{\text{ser}}} = \frac{7050}{6220} = 1,133$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0303 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,133-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3165 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- conclusion :

$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- b) En Appuis :

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

$$M_{\text{ay}}^u = 4,70 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures

Comprimées :

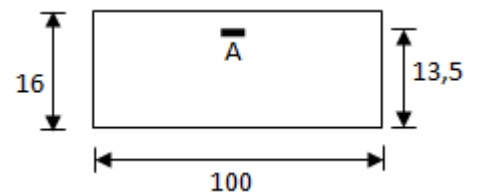
$$\mu = \frac{M_{\text{ay}}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4700}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,018$$

$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  (acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas ;  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$



**Fig. III.23** : Section de calcul en appuis (y-y)

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4700}{348 \times 0,991 \times 13,5} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

$$\text{Acier Fe400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

$$5\text{T10}/\text{mL} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$(\text{T10} \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

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

$$M_{ay}^{\text{ser}} = 4,15 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec} : \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{4700}{4150} = 1,132$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,020 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,132-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,316 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration peu nuisible}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

$\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

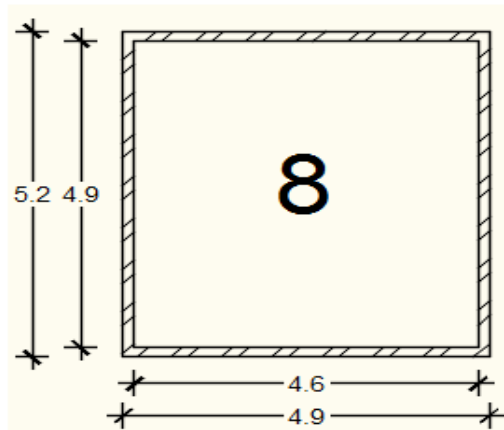
### III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

- T<sub>u</sub> max :

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau (8) :



**Fig. III.24** : Panneau (8).

$$T_x^u = \frac{12,27 \times 4,60}{2} \times \frac{4,90^4}{4,90^4 + 4,60^4} = 15,884 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{12,27 \times 4,90}{2} \times \frac{4,60^4}{4,60^4 + 4,90^4} = 13,1415 \text{ KN/ml}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 15,884 \text{ KN/ml}$$

- Calcul  $\tau_u$ :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1588,40 \times 10}{(100 \times 14,5 \times 100)} = 0,10 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

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

### III.3.6- vérification de la flèche :

- Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]

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

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

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0,16}{4,60} = 0,034 < \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{6,8625}{20 \times 9,15} = 0,0375 \Rightarrow \text{(Condition non vérifiée)}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 14,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0027 < 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

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

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

$f_{gv}, f_{gi}$ : Les flèches dus à charge g ;

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

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

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 631 \times 1 = 631 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j = (631-100) = 531 \text{ daN/ml}$  et

p : charge totale ;  $p = (G + Q) \times 1 = (631 + 250) \times 1 = 881 \text{ daN/ml}$

**a) Calcul des moments fléchissant :**

$$M_{tg}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^g = 0,75 \times \mu_{x,ser} \times g \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0491 \times 631 \times 4,6^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 491,69 \text{ daN/ml} = 4,9169 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^j = 0,75 \times \mu_{x,ser} \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0491 \times 531 \times 4,6^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 413,76 \text{ daN/ml} = 4,1376 \text{ daN/ml}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^p = 0,75 \times \mu_{x,ser} \times p \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0491 \times 881 \times 4,6^2$$

$$M_{tp}^{ser} = 686,25 \text{ daN/ml} = 6,8625 \text{ KN/ml}$$

**b) Module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$

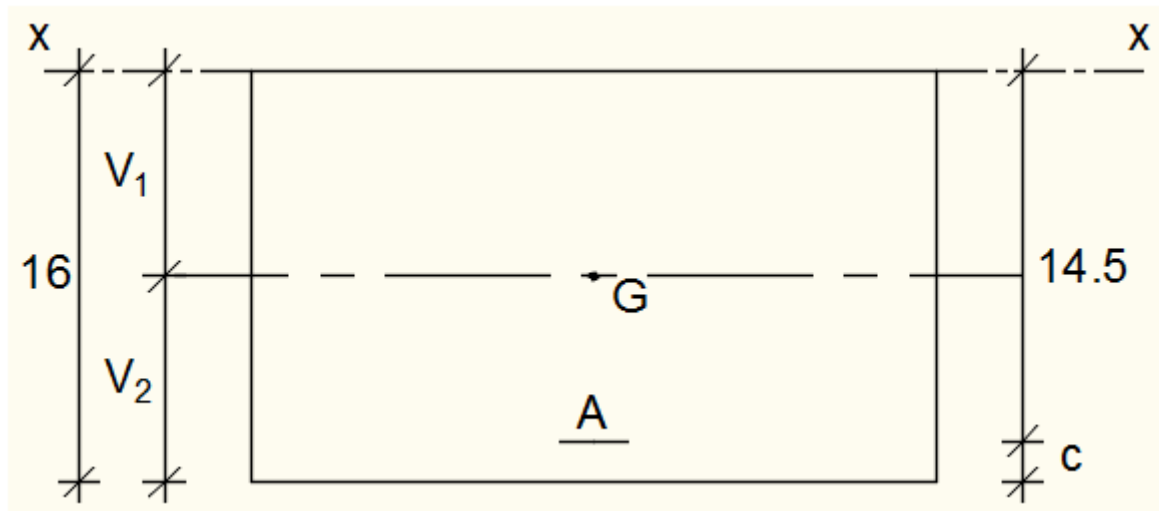
**D) Calcul des moments d'inertie fictifs :**

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

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

- **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$



**Fig. III.25** : Coordonnée de centre de gravité.

$$v_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3,93 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (15 \times 3,93)}$$

$$v_1 = 8,23 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 16 - 8,23 = 7,77 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100 \times 8,23^3}{3} + \frac{100 \times 7,77^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (7,77 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36535,47 \text{ cm}^4$$

**E) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3,93}{100 \times 14,5} = 0,271 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,917$$

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

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4916,9}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 94,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4137,6}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 79,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6862,5}{3,93 \times 0,917 \times 14,5} = 131,33 \text{ MPa}$$

**F) Calcul de:  $\mu_g$ ;  $\mu_i$  et  $\mu_p$ :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho_1 \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00271 \times 94,09 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = -0,18$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00271 \times 79,18 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = -0,24$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00271 \times 131,33 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = -0,043$$

**G) 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).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho_1} = \frac{0,05 \times 2,1}{(5) \times 0,00271} = 7,75$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho_1} = \frac{0,02 \times 2,1}{(5) \times 0,00271} = 3,10$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 7,75 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 3,10 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 7,75 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 36535,47}{1 + 7,75 \times (0)} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

**H) Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4916,9 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 40189,017} = 0,24 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4916,9 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{4137,6 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0,068 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6862,5 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0,11 \text{ cm}$$

**D) La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,24 - 0,068) + (0,11 - 0,08)$$

$$\Delta_{ft} = 0,202 \text{ cm}$$

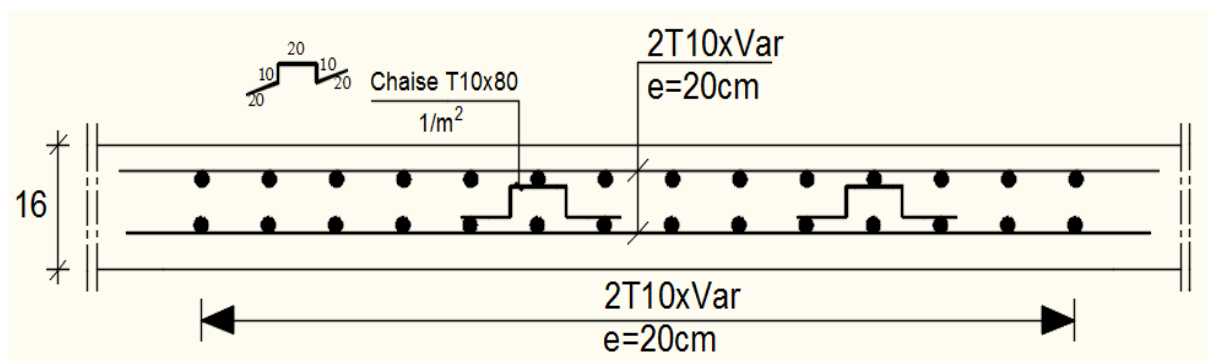
**J) La flèche admissible :**

$$l = 4,60 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,202 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,92 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**



**Fig. IV.26** : Ferrailage de la dalle pleine.

**Chapitre IV**  
**Etude des éléments secondaires**

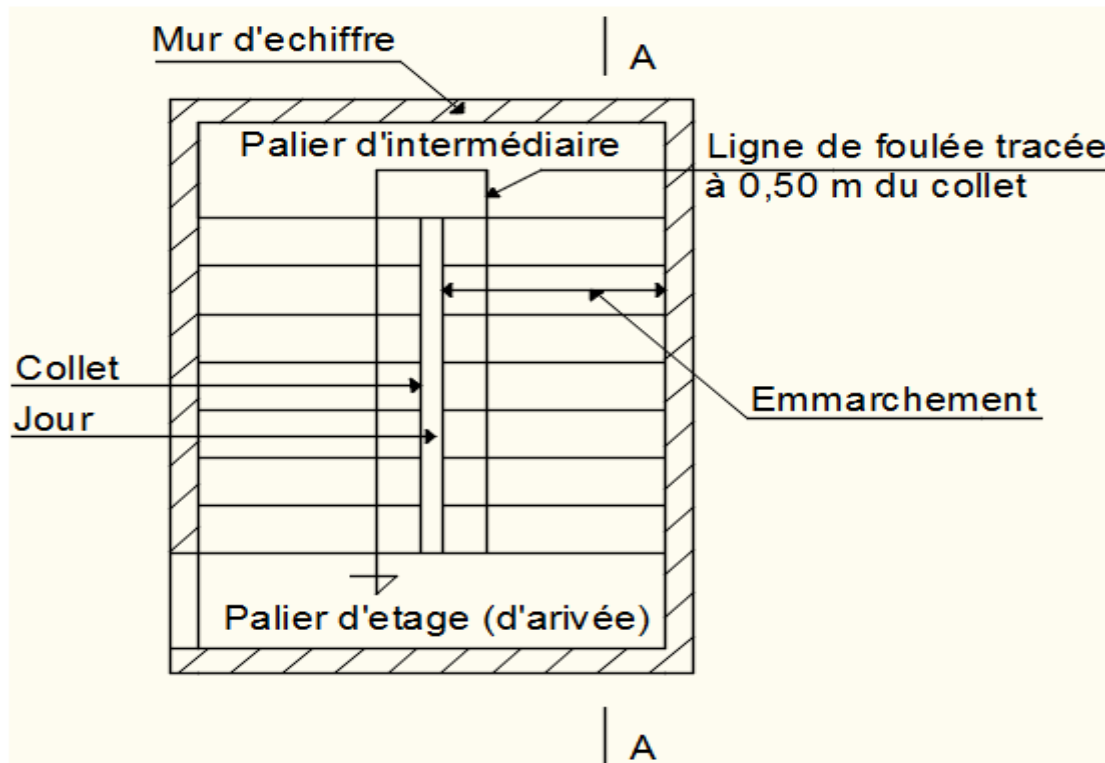
## IV. Etude des éléments secondaires

### IV.1- Etude des escaliers :

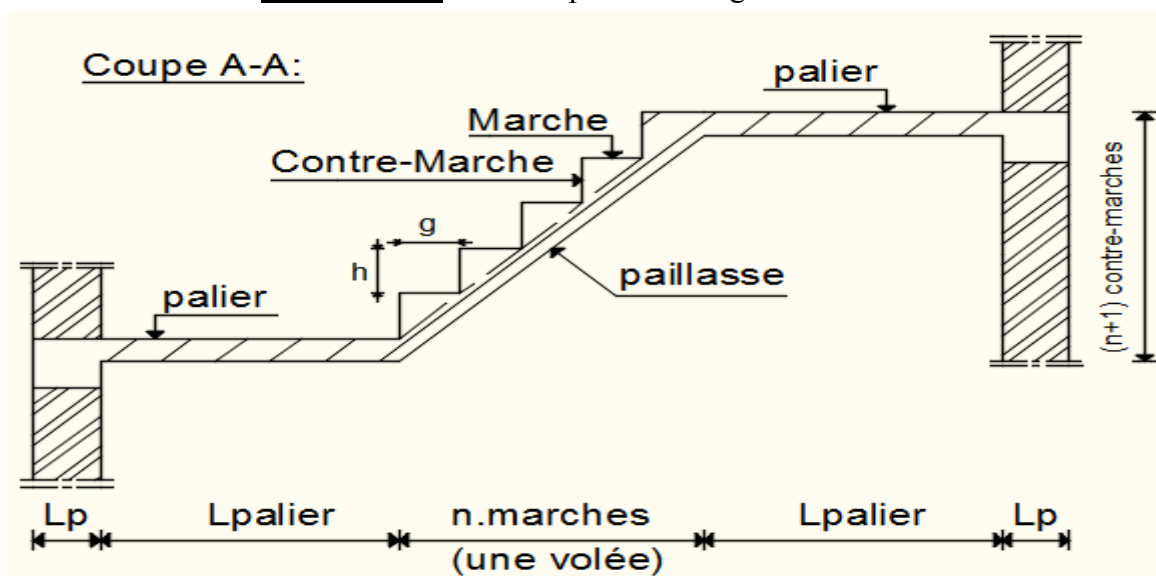
#### IV.1.1- Définition :

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.



**Figure IV.1.1** : Vue en plan de la cage d'escaliers.

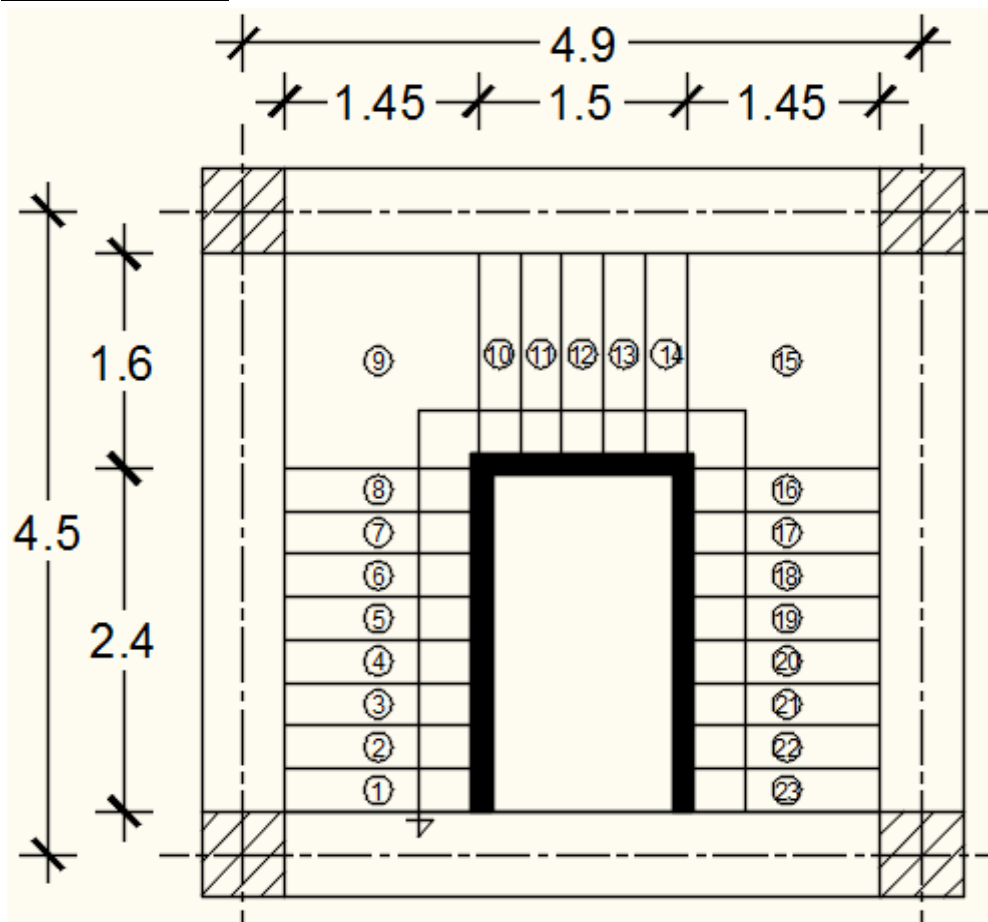


**Fig. IV.1.2**: Coupe sur la cage d'escaliers.

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

Dans notre projet, on deux type d'escalier: Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires, et escalier à 2 volées avec un palier de repos.

#### IV.1.2- Escalier Type 01 :



**Fig. IV.1.3 :** Vue en plan de la cage d'escalier type1.

**IV.1.2.1- 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 :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Contre marches :**

$N_C$ : nombre des contre marches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ Contre marche}$$

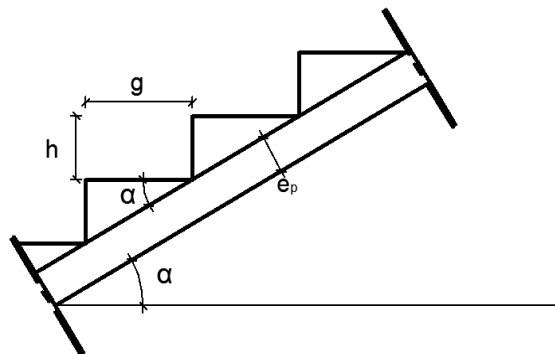
$n = N - 1$ : nombre des marche par volées

On aura 24 contre marche

9 Contre marche pour La 1 <sup>ère</sup> volées	⇨	8
6 Contre marche pour La 1 <sup>ère</sup> volées	⇨	5
9 Contre marche pour La 1 <sup>ère</sup> volées	⇨	8

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$



**Fig. IV.1.4:** coupe sur paillasse.

- **La longueur de la paillasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

$$L' = \frac{0,17 \times 8}{\sin 29,54} = \frac{1,36}{\sin 29,54} \Rightarrow L = 2,76 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2,76 + 1,60 = 4,36 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{436}{30} < e < \frac{436}{20} \Rightarrow 14,53 \text{ cm} < e < 21,8 \text{ cm}$$

On prend :  $e_{p1} = 15 \text{ cm}$ .

➤ Volée (2) :

Escalier a marche porteuse :  $ep_2 = 6\text{cm}$ .

• **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 encasté dans un voile.

**IV.1.2.2- 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) .....	1,04 KN/m <sup>2</sup>
2- Revêtement vertical ( $1,04 \times \frac{h}{g}$ ) .....	0,5894 KN/m <sup>2</sup>
3- Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{2}$ ) .....	1,87 KN/m <sup>2</sup>
4- Poids propre de la paillasse ( $2 \times \frac{ep_1}{\cos\alpha}$ ) .....	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>
	<b>G<sub>1</sub> = 8,12KN/m<sup>2</sup></b>

**b) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q<sub>1</sub> = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.**

**c) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 8,12 + 1,5 \times 2,5 = 14,72 \text{ KN/m}^2.$$

➤ 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 :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1,00 = 14,712 \times 1,00 = 14,72 \text{ KN/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1,00 = 10,62 \times 1,00 = 10,62 \text{ KN/m}_L.$$

**2-Palier :**

**a) Charges permanentes :**

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....	1,04 KN/m <sup>2</sup>
2- Poids propre du palier (25x e <sub>p1</sub> ) .....	3,75 KN/m <sup>2</sup>
3- Poids propre des marches (0.18 KN/m <sup>2</sup> /cm x 1.5 cm) .....	0,27KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>2</sub>= 5,06 KN/m<sup>2</sup></b>

**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.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 10,581 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q_2 = 5,06 + 2,5 = 7,56 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1,00 = 10,581 \times 1,00 = 10,58 \text{ KN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1,00 = 7,56 \times 1,00 = 7,56 \text{ KN/m}_L.$$

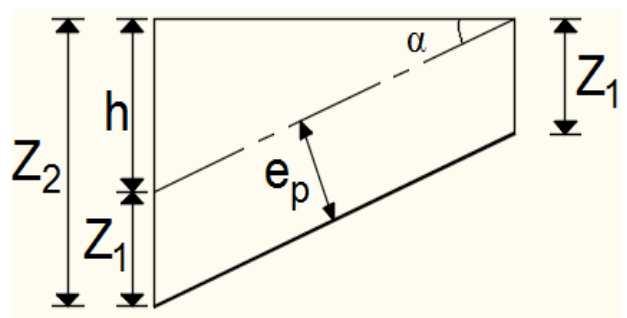
➤ **2<sup>ème</sup> type :** (Escalier à marches porteuses)

**3- Marche porteuse :**

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54^\circ)} = 6,90 \text{ cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,4 \text{ cm}$$



**Fig.IV.1.5:** Schéma de la marche porteuse.

**a) Charges permanentes :**

1-Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) (1,04xg).....	0,31KN/m <sup>2</sup>
2- Revêtement vertical (1,04xh) .....	0,18 KN/m <sup>2</sup>
3- Poids propre de la marche (h <sub>moy</sub> =15,4cm) (25 x 0,154 x 0,3).....	1,15KN/m <sup>2</sup>
4- Enduit au ciment (0,18 × $\frac{1,5}{\cos^2 \alpha}$ x g) .....	0,11KN/m <sup>2</sup>
	<b>G= 1,75 KN/m<sup>2</sup></b>

**b) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q_3 = 2,5 \times 0,3 \Rightarrow Q_3 = 0,75 \text{ KN/m}_L$

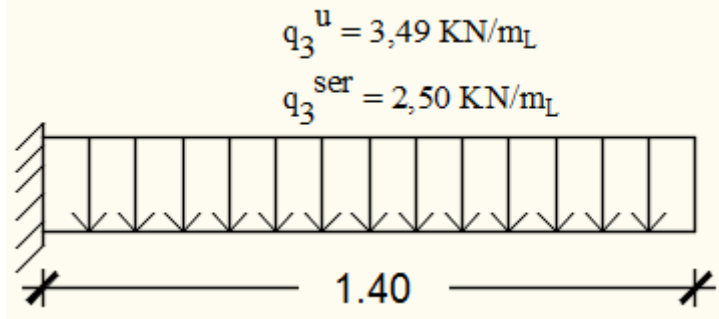
**c) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 1,35G_3 + 1,5Q_3 = 1,35 \times 1,75 + 1,5 \times 0,75 = 3,49 \text{ KN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = G_3 + Q_1 = 1,75 + 0,75 = 2,5 \text{ KN/m}_L.$$

**IV.1.2.3- Calcul du ferrailage :****A. Marches porteuses :**

**Fig.IV.1.6** : Schéma statique de la marche porteuse.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 3,49 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -\frac{\bar{q}_3^u \cdot L^2}{2} = -\frac{3,49 \times 1,40^2}{2} = -3,42 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

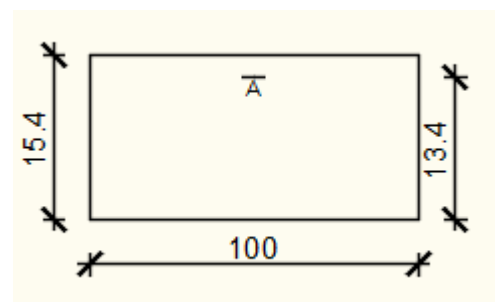
$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3420}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9936$$



**Fig.IV.1.7** : Section de calcul.

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{3420}{348 \times 0,9936 \times 13,4} = 0,74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13,4 \times \frac{2,1}{400} = 0,49 \text{ cm/m}_L$$

$$A^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 0,74 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

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

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = 2,50 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -\frac{\bar{q}_3^{\text{ser}} \cdot L'^2}{2} = -\frac{2,5 \times 1,4^2}{2} = -2,45 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

Acier FeE400

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{3,42}{2,45} = 1,39$$

$$\alpha = 0,016 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = \bar{q}_3^u \cdot L' = 3,49 \times 1,40 = 4,89 \text{ KN}$$

- a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } : a = 0,9 \times d = 0,9 \times 13,4 \Rightarrow a = 12,06 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 4890 \text{ KN} \leq 0,267 \times 12,06 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 241501,5 \text{ N}$$

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 : [CBA93/A.5.1.3.2.1].**

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{inf}} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 4890 + \frac{3420}{0,9 \times 13,4} \right] \times 10^{-2} = 0,13 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**c) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{4890}{30 \times 13,4 \times 10^2} = 0,12 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

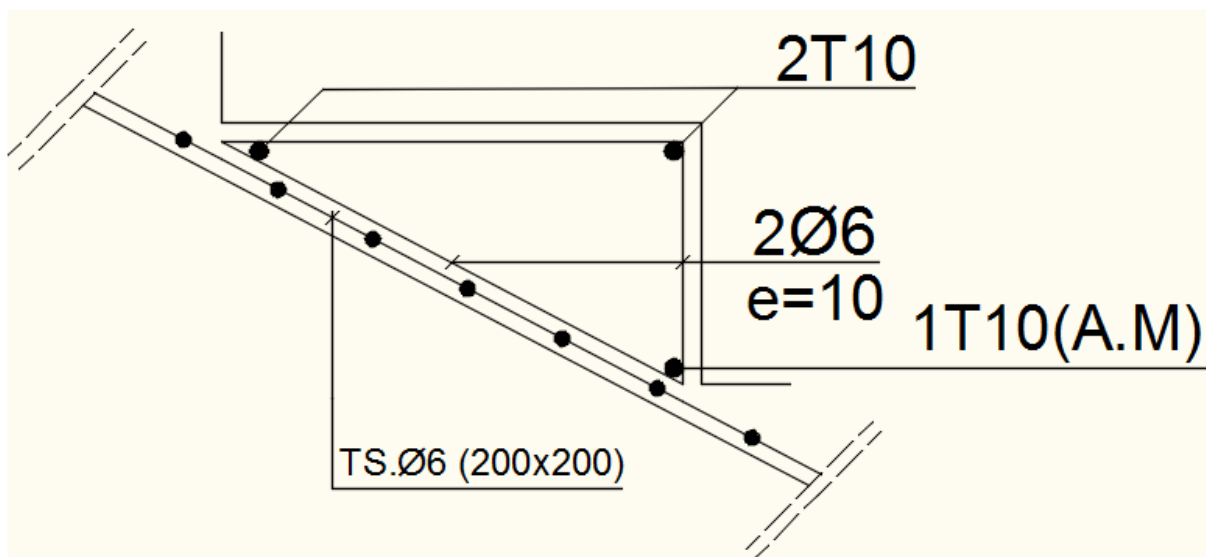
$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

**d) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{15,4}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ cm}$$

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.1.8** : Coupe transversale sur la marche porteuse.

e) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

Donc :

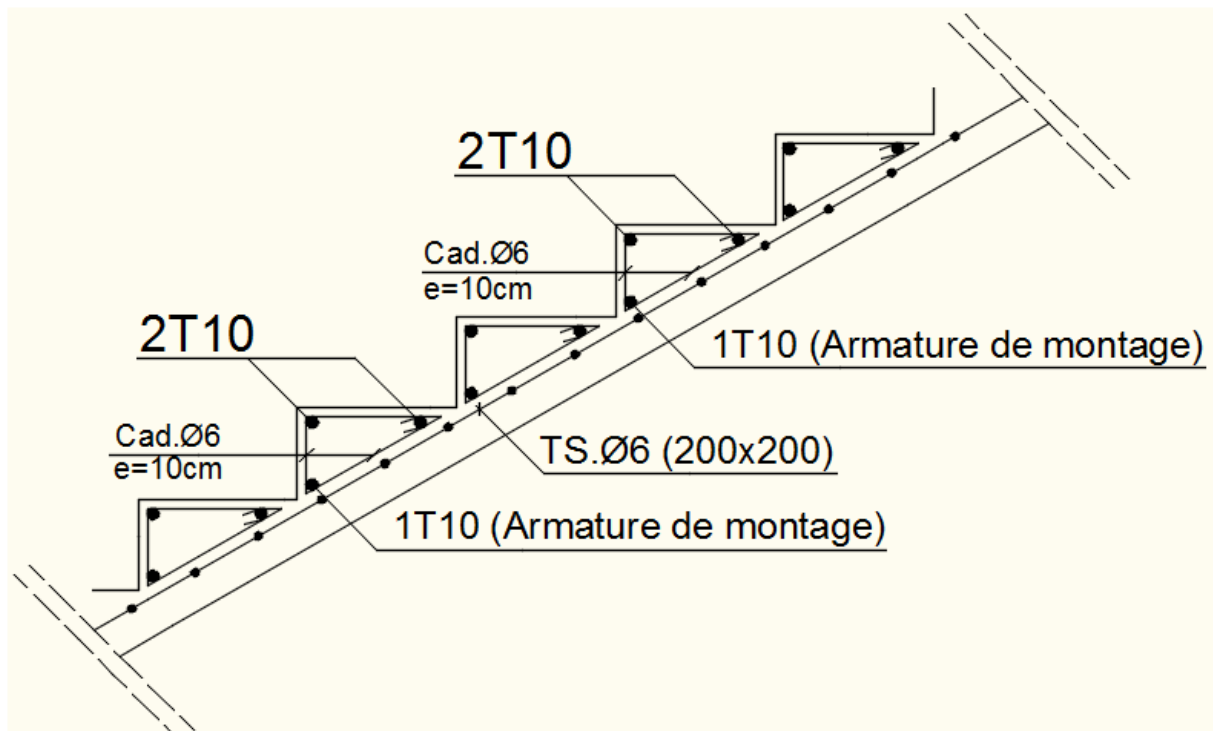
$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,12 - 0,3 \times 2,1)} = -6,88 \text{ cm (Valeur rejetée)}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(12,06 ; 40) = 12,06 \text{ cm } [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 30} = 10,97 \text{ cm } [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10,97 \text{ cm}$$

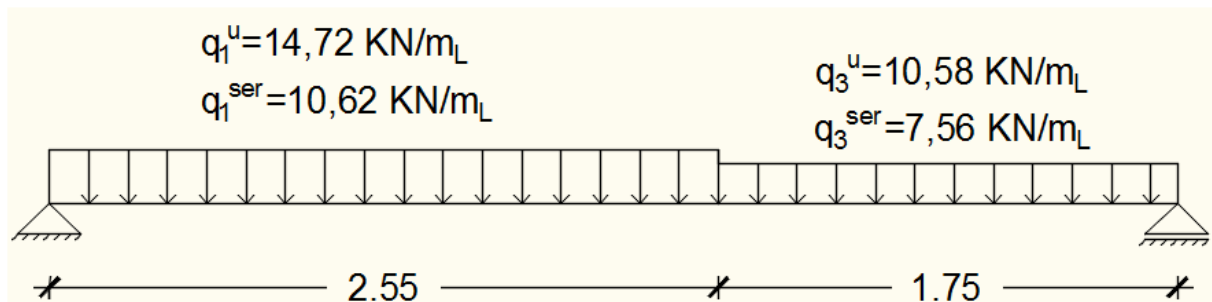
Donc : On adopte  $\delta_t = 10 \text{ cm}$ .



**Fig.IV.1.9 :** Dessin de ferrailage de la marche porteuse.

**B. Paillasse porteeuse :**

- Schéma statique :

**Fig.IV.1.10 :** Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteeuse.

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

- Calcul des réactions :

$$\text{➤ } \Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2,55 + q_3^u \times 1,75$$

$$R_A + R_B = 14,72 \times 2,55 + 10,58 \times 1,75 \Rightarrow R_A + R_B = 56,05 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \Sigma M_{/B} = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2,55 \times \left(\frac{2,55}{2} + 1,75\right) + q_3^u \times 1,75 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)}{4,30}$$

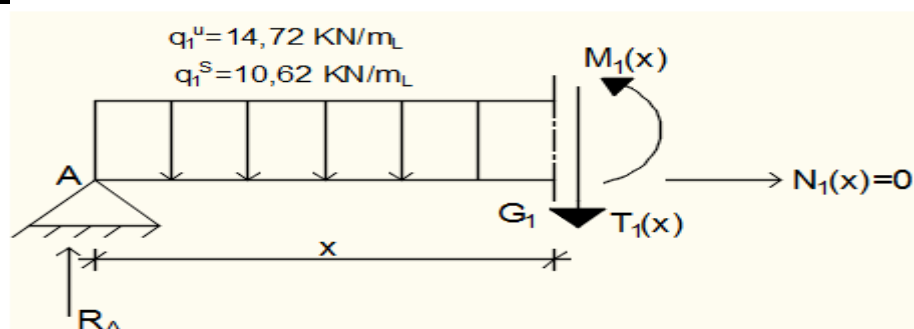
$$R_A = \frac{14,72 \times 2,55 \times \left(\frac{2,55}{2} + 1,75\right) + 10,58 \times 1,75 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)}{4,30} \Rightarrow R_A = 30,17 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2,55 \times \left(\frac{2,55}{2}\right) + q_2^u \times 1,75 \times \left(\frac{1,75}{2} + 2,55\right)}{4,30}$$

$$R_B = \frac{14,72 \times 2,55 \times \left(\frac{2,55}{2}\right) + 10,58 \times 1,75 \times \left(\frac{1,75}{2} + 2,55\right)}{4,30} \Rightarrow R_B = 25,88 \text{ KN}$$

**Section 1-1 :**  $0 \leq x \leq 2,76m$

**Fig. IV.1.11:** Schéma statique pour calcul des efforts.

**Equations d'équilibre :**

$$\sum \mathbf{F}/\mathbf{v} = \mathbf{0} \Rightarrow$$

$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot x$$

$$T(x) = 30,17 - 14,72 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 30,17 \text{ KN} \\ x = 2,55 : T(2,55) = -7,37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 30,17 x - 14,72 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \\ M(2,55) = 29,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max}^u \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 30,17 - 14,72 x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{30,17}{14,72} = 2,05 \text{ m}$$

$$M_{\max}^u = M(2,05) = 30,17 \times (2,05) - 14,72 \times \frac{(2,05)^2}{2} \Rightarrow M_{\max}^u = 30,92 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0,2 M_{\max}^u = -6,18 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t^u = 0,8 M_{\max}^u = 24,74 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- **Calcul des réactions :**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 21,74 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 18,57 \text{ KN}$$

**Section 1-1 :**  $0 \leq x \leq 2,76 \text{ m}$ 

$$T(x) = R_A - q_1^{\text{ser}} \cdot x$$

$$T(x) = 21,74 - 10,62 x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 : T(0) = 21,74 \text{ KN} \\ x = 2,55 : T(2,55) = -5,34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^{\text{ser}} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 21,74 x - 10,62 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \\ M(2,55) = 20,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 21,74 - 10,62 x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{21,74}{10,62} = 2,05 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} = M(2,05) = 21,74 \times (2,05) - 10,62 \times \frac{(2,05)^2}{2} \Rightarrow M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 22,25 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^{\text{ser}} = -0,2 M_{\text{max}}^{\text{ser}} = -4,45 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,8 M_{\text{max}}^{\text{ser}} = 17,80 \text{ KN.m}$$

- ❖ Calcul du ferrailage :

**A. En travée :**

- Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 24,74 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

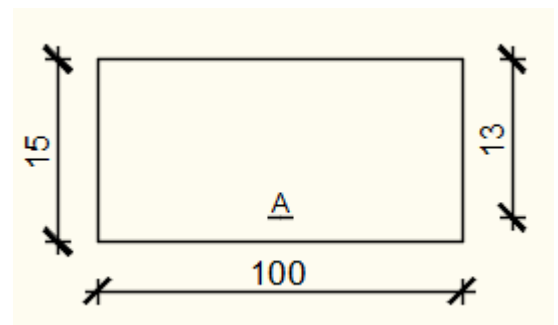
$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24740}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,103$$

$$\mu = 0,103 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,136$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$



**Fig.IV.1.12:** Section de calcul de la paillasse en travée.

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24740}{348 \times 0,946 \times 13} = 5,78 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5,78 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$6\text{T}12/\text{m}_L \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 17,80 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{24,74}{17,80} = 1,39$$

$$\alpha = 0,142 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

**B. En appuis :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -6,18 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6180}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6180}{348 \times 0,987 \times 13} = 1,38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,45 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{\text{ser}} = -4,45 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

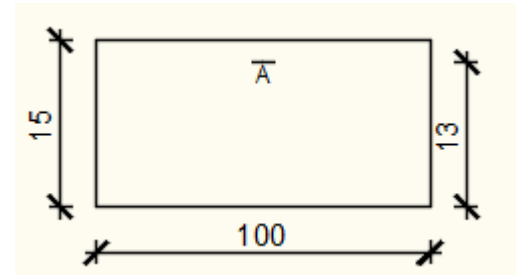
Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{6,18}{4,45} = 1,39$$

$$\alpha = 0,034 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



**Fig.IV.1.13:** section de calcul de paillasse en appuis.

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$
• Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93\text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

**C. Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 30,86\text{KN} = 30860\text{N}$$

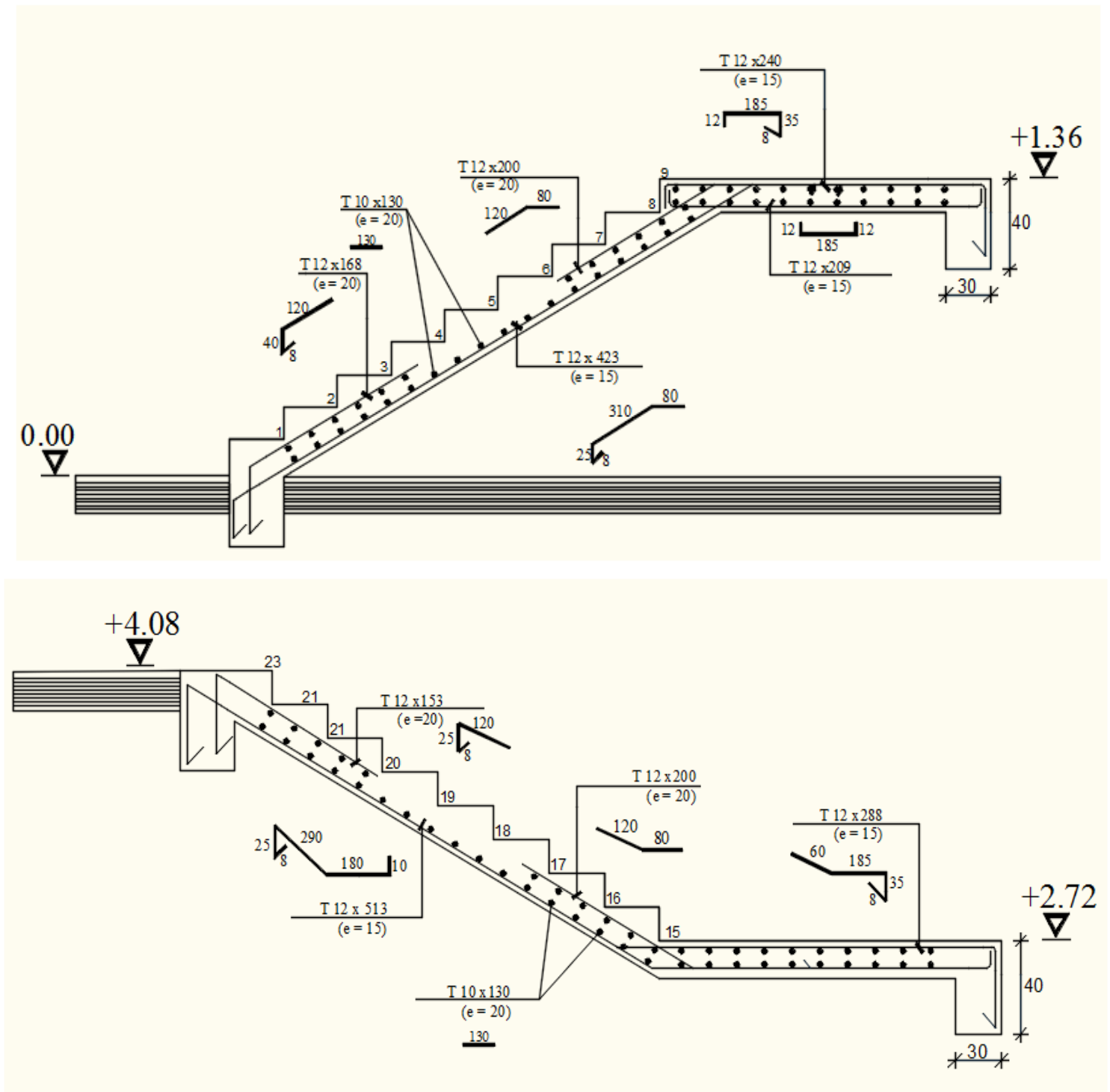
$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30860}{100 \times 13 \times 100} = 0,24\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,24\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1,25\text{MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,24\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$



**Fig.IV.1.14:** Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.

**IV.1.3- Poutre Brisé :**

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicité par les charges provenant des volées et des paliers ainsi que les marches porteuses.

**IV.1.3.1- Pré-dimensionnement :**

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.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$  ;
- $h \geq 30\text{cm}$  et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ .

$$L = (2 \times 1,45) + \left( \frac{1,5}{\cos 29,54} \right) = 4,62\text{m}$$

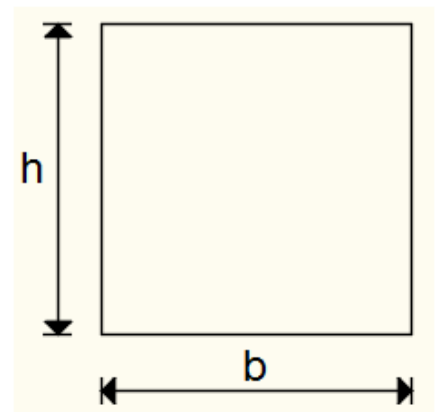
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{462}{15} \leq h \leq \frac{462}{10} \Rightarrow 30,80 \text{ cm} \leq h \leq 46,20 \text{ cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=40cm**

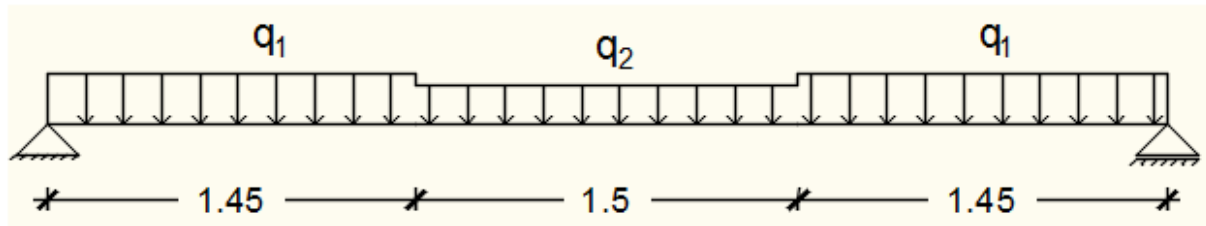
❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

Donc; la section de la poutre brisée est de dimensions **(30 × 40) cm<sup>2</sup>**.



**Fig.II.1.15:** Section transversale de la poutre brisée.

**IV.1.3.2- Evaluation des charges :****Fig. IV.1.16** : Schéma statique de la poutre brisée.

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g'_m)$$

$g_p$  ;  $g_{mur}$  : Poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

$q_1$  : Charge uniformément répartie due aux réactions de la paillasse porteuse ;

$q_2$  : Charge uniformément répartie due aux marches porteuses et

$q_{eq}$  : Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

- Calcul du poids propre  $g_p$  de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 25 \longrightarrow g_p = 300 \text{ daN/ml}$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow g_{mur} = (130 + 90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63 \text{ m} \Rightarrow g'_{mur} = 274 \times \frac{3,63}{2} = 497,31 \text{ daN/ml}$$

- **Combinaison fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u^1 = R_B^u = 2588 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^3 = R_B^u = 2588 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^2 = \frac{q_u \times L}{g} \quad (n: \text{nombre des contres marches})$$

$$q_u^2 = \frac{349 \times 1,55}{0,3} = 1803,17 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{1803,17 \times 1,5 + 2 \times 2668 \times 1,45}{1,5 + 2 \times 1,45} + 1,35 (300 + 497,31)$$

$$q_u^{eq} = 3449,54 \text{ daN/ml}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{3449,54 \times 4,4^2}{8} = 8347,89 \text{ daN.m}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^u = 0,8 \times M_0^u = 6678,31 \text{ daN.m}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^u = -0,2 \times M_0^u = -1669,58 \text{ daN.m}$$

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

$$q_s^1 = R_B^s = 1857 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^3 = R_B^u = 1857 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^2 = \frac{q_s \times L}{g}$$

$$q_s^2 = \frac{250 \times 1,55}{0,3} = 1291,67 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^{eq} = \frac{1291,67 \times 1,5 + 2 \times 1857 \times 1,45}{1,5 + 2 \times 1,45} + (300 + 497,31)$$

$$q_s^{eq} = 2461,59 \text{ daN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = \frac{2461,59 \times 4,40^2}{8} = 5957,05 \text{ daN.m}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^{ser} = 0,8 \times M_0^u = 4765,64 \text{ daN.m}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^{ser} = -0,2 \times M_0^u = -1191,41 \text{ daN.m}$$

**Tableau.IV.1.1** : Tableau des moments

	E.L.U	E.L.S
Travée	6678,31	4765,64
Appuis	-1669,58	-1191,41

**IV.1.3.3- Calcul du ferrailage :**

**A. En travée :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 66783,1 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{66783,1}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,121$$

$$\mu = 0,121 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{66783,1}{348 \times 0,935 \times 36} = 5,70 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5,70 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

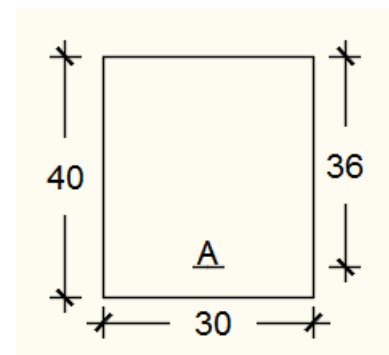
$$6T12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 47656,4 \text{ N.m}$$

Flexion simple

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



**Fig.IV.1.17**: Section de calcul de la poutre en travée.

Avec :  $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{66783,1}{47656,4} = 1,39$

$\alpha = 0,121 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

❖ Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

**B. En Appuis :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$M_a^u = -16695,8 \text{ N.m}$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16695,8}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,030$

$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$

• Détermination des armatures :

$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16695,8}{348 \times 0,985 \times 36} = 1,35 \text{ cm}^2$

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

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$

$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1,35 \text{ cm}^2$

• Choix des armatures :

3T12  $\rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$ .

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

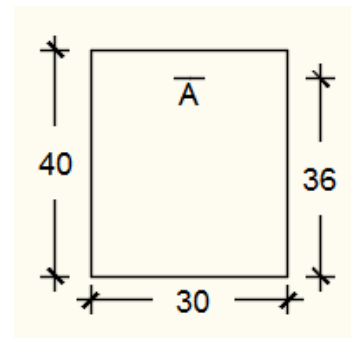
Flexion simple

Section rectangulaire avec  $\hat{A}$

Acier FeE400

$M_a^s = -1191,41 \text{ N.m}$

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



**Fig.IV.1.18:** Section de calcul de la poutre en appuis.

Avec :  $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{16695,8}{11914,1} = 1,39$

$\alpha = 0,030 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

❖ Conclusion :

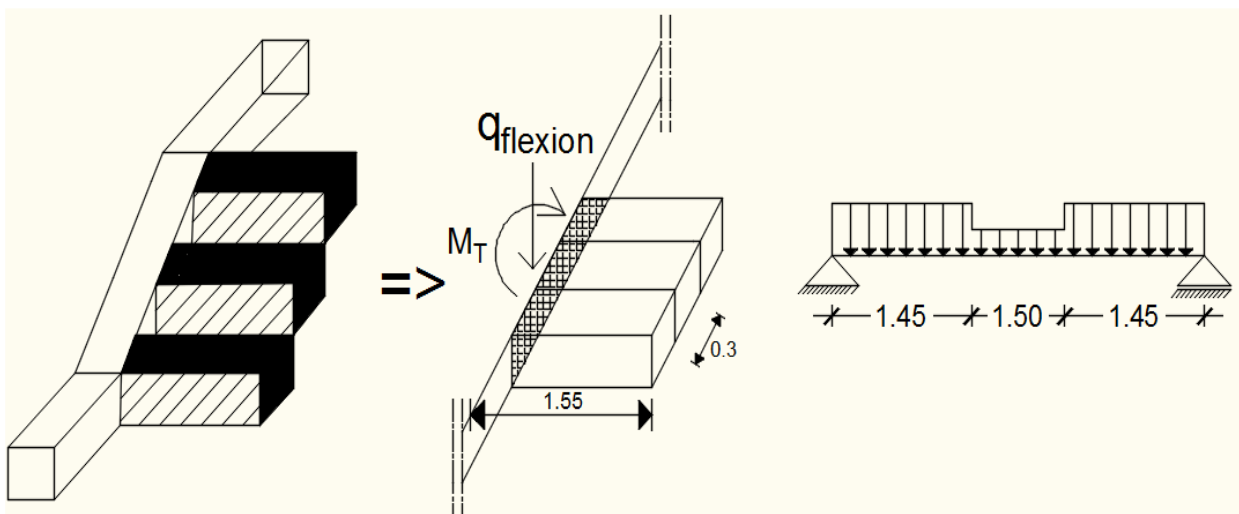
$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15MPa$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• Moment de torsion :



**Figure IV.1.19** : schéma des marches porteuses (effet de torsion).

$M_{T/marche} = \frac{q \times L^2}{2}$  pour 5 marches on a :  $M_{T/marche} = 5 \times \frac{q \times L^2}{2}$

❖ Moment en travée : moment de torsion dû aux 5 marches

$M_T^u = 5 \times \frac{q_u \times L^2}{2} = 5 \times \frac{3,49 \times 1,55^2}{2} = 20,961 \text{ KN.m}$

❖ Moment en appuis : effet du moment de torsion en travée aux appuis

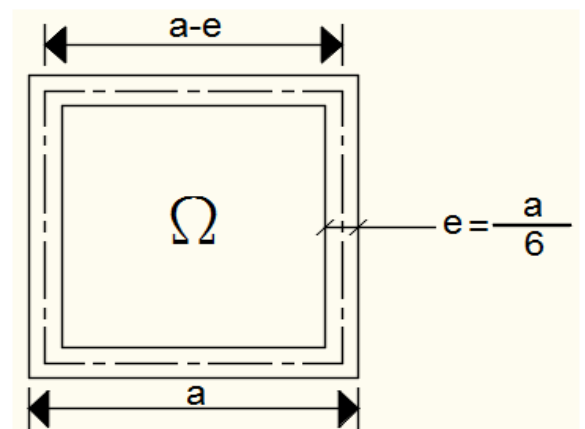
$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2} M_T^u = -\frac{20,961}{2} = -10,480 \text{ KN.m}$

• Déterminations des armatures : [CBA91/A5.4.2.2]

$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$

$U = (35 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$



**Fig. IV.1.20**: Section du calcul.

- **Calcul des armatures longitudinales : [Article CBA91/A5.4.4]**

- A. **En travée :**

$$A_{Tt} = \frac{U \cdot M_T^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 20961}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 4,14 \text{ cm}^2$$

- B. **En appuis :**

$$A_{Ta} = \frac{U \cdot M_{TC}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 10480}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 2,06 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 4,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 2,06 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A_{Tt} + A_t^u = 5,70 + 4,14 = 9,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_a^u = 1,35 + 2,06 = 3,41 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

**En travée :** 7T14  $\longrightarrow$  A = 10,78 cm<sup>2</sup>

**En appuis :** 3T14  $\longrightarrow$  A = 4,62 cm<sup>2</sup>

- **Calcul des armatures transversales :**

- ❖ **Cas de Flexion :**

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.

- a. **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]**

$$T_u^{\max} = \frac{q_{eq} \times L}{2} = \frac{3449,54 \times 4,4}{2} = 7588,99 \text{ daN/m}_L$$

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

Avec : a = 0,9 × d = 0,9 × 36 => a = 32,4 cm

$$T_u^{\max} = 75889,9 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

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

**b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]**

On doit vérifier que :

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

$$A_{inf} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 75889,9 + \frac{16695,8}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 2,19 \text{ cm} \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{75889,9}{30 \times 36 \times 10^2} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

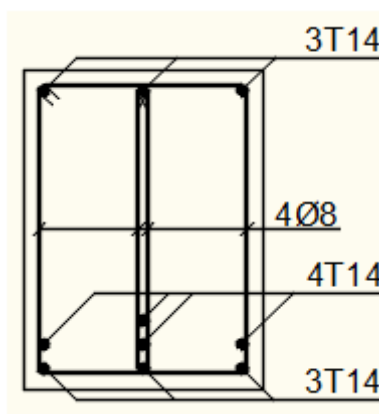
**d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$



**Fig. IV.1.21:** Armatures longitudinales et transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,70 - 0,3 \times 2,1)} = 179,94 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm [CBA93/A. 5. 1. 2. 2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

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

❖ **Cas de torsion** :

**a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne** : [CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

La contrainte tangente de torsion s'évalue par la formule :

$$\tau_u = \frac{M_T^{\max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20961}{2 \times 875 \times 5} = 2,39 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = (2,39)^2 + (0,70)^2 = 6,20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = (3,34)^2 = 11,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = 6,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.}$$

$$\text{Alors On a : } \emptyset_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 4\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

- L'espaceur des armatures transversales :

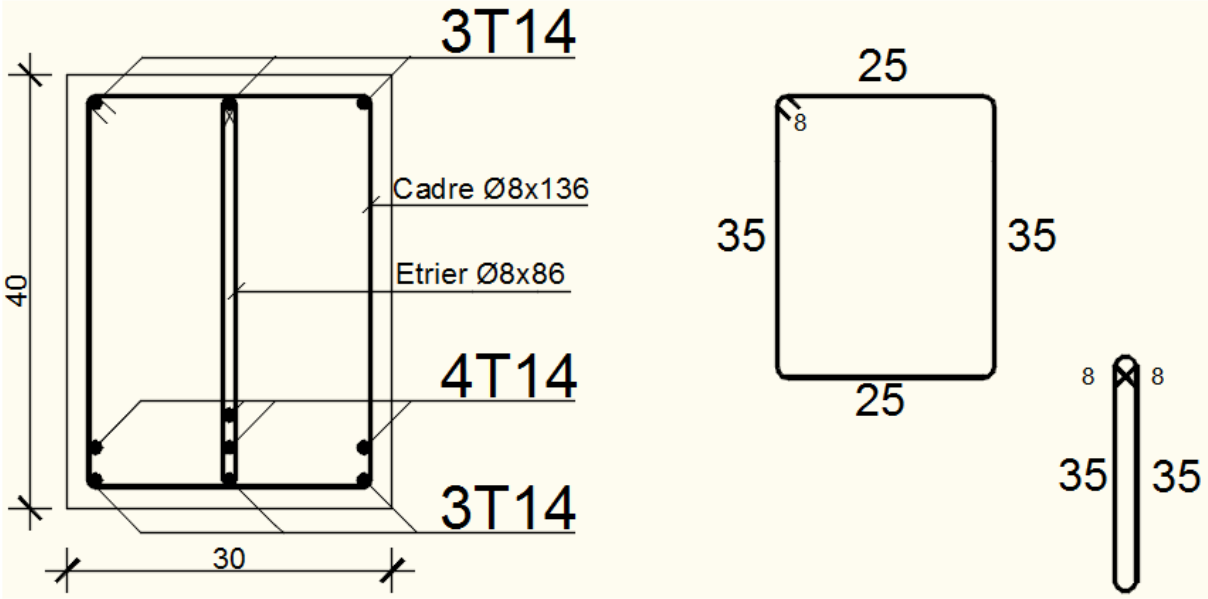
$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_T^u} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 2,01}{20961} \times \frac{235}{1,15} = 34,29 \text{ cm [CBA93/A. 5. 4. 4]}$$

- Armatures minimales :

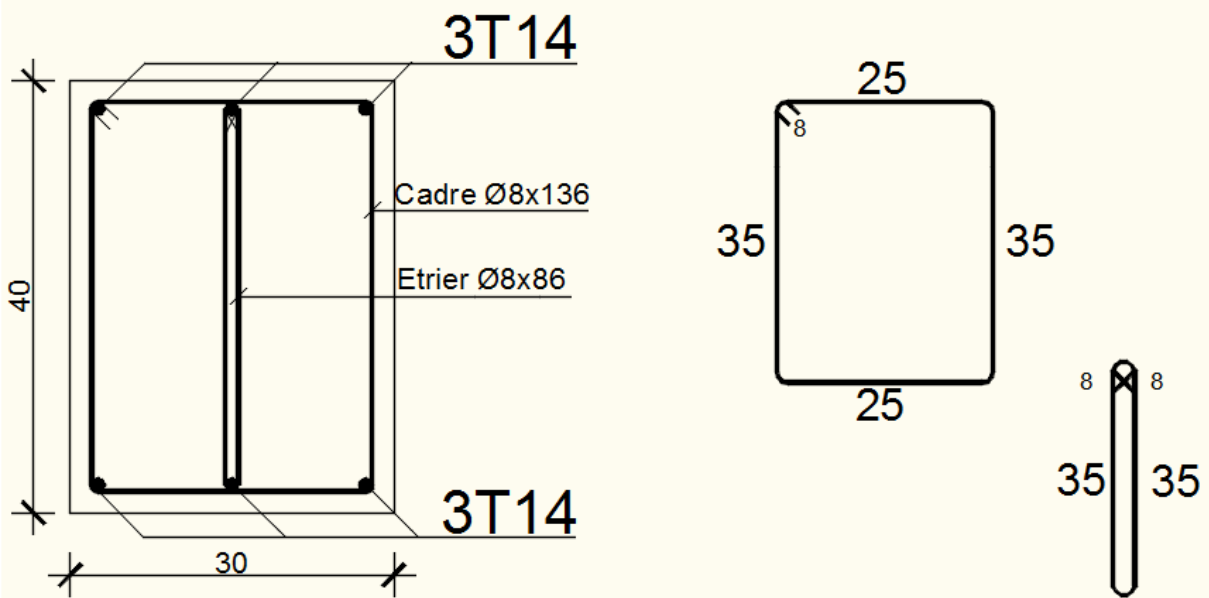
$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times \delta_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 34,29}{235} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale

$$\delta_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

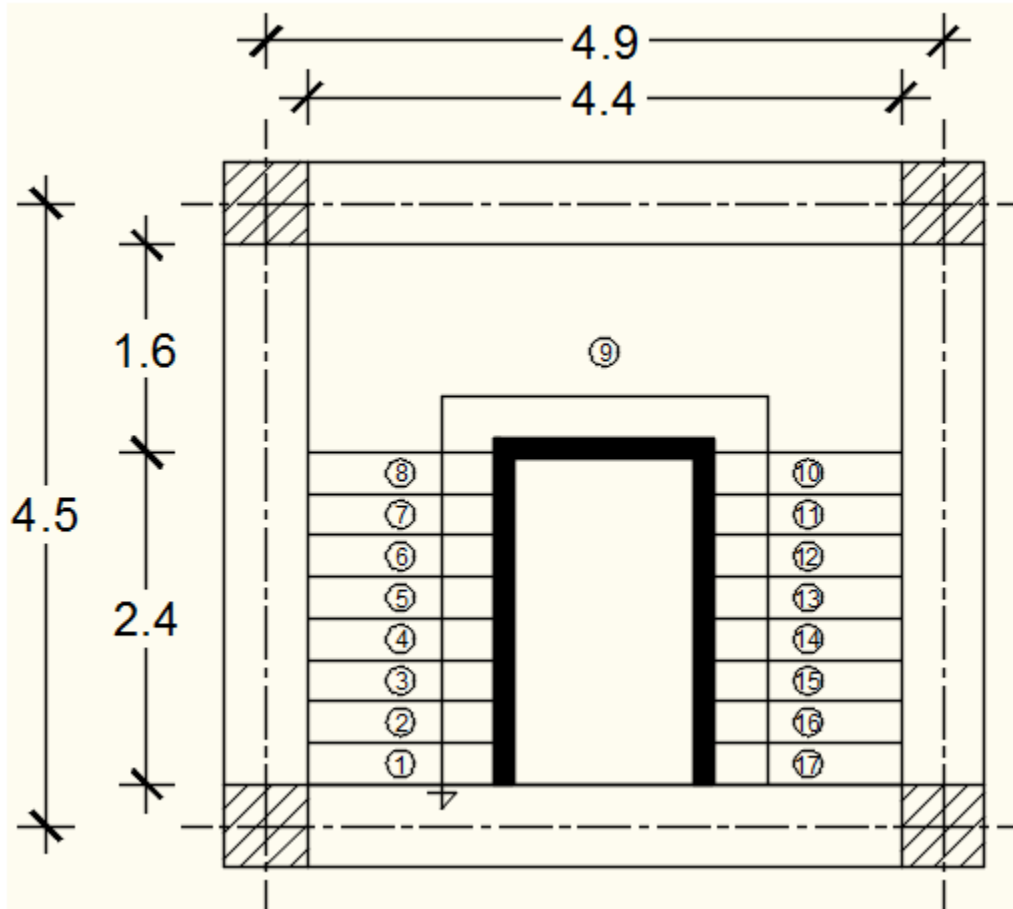


**Fig.IV.1.22:** Dessin de ferrailage de la poutre brisée en travée.



**Fig.IV.1.23:** Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appuis.

**IV.1.4- Escalier Type 02 :**



**Fig. IV.1.24 :** Vue en plan de la cage d'escalier type2.

**IV.1.4.1- 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 :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée).}$$

• **Contre marches :**

$N_C$ : nombre des contre marches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche}$$

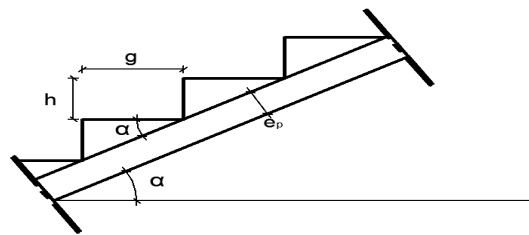
$n = N - 1$ : nombre des marche par volées

On aura 24 contre marche

$$\left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ Contre marche pour La } 1^{\text{ere}} \text{ volées} \Rightarrow n=8 \\ 9 \text{ Contre marche pour La } 1^{\text{ere}} \text{ volées} \Rightarrow n=8 \end{array} \right.$$

• **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$



**Fig.IV.1.25:** coupe sur paillasse.

• **La longueur de la paillasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

$$L' = \frac{0,17 \times 8}{\sin 29,54} = \frac{1,36}{\sin 29,54} \Rightarrow L = 2,76 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2,76 + 1,60 = 4,36 \text{ m}$$

• **Epaisseur de la paillasse :** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{436}{30} < e < \frac{436}{20} \Rightarrow 14,53 < e < 21,8(\text{cm})$$

On prend :  $e_{p1} = 15\text{cm}$ .

**IV.1.4.2- Descente de charges :**

(Escalier à paillasse avec un seul palier)

**1-volée :**

**d) Charges permanentes :**

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....	1,04 KN/m <sup>2</sup>
2- Revêtement vertical (1.04 x $\frac{h}{g}$ ).....	0,5894 KN/m <sup>2</sup>
3- Poids propre des marches (22 x $\frac{h}{2}$ ).....	1,87 KN/m <sup>2</sup>
4- Poids propre de la paillasse (2 x $\frac{e_{p1}}{\cos \alpha}$ ) .....	4,31 KN/m <sup>2</sup>
5- Enduit au ciment (0.18 x $\frac{1.5}{\cos \alpha}$ ) .....	0,31 KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>1</sub> = 8,12KN/m<sup>2</sup></b>

**e) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

**f) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 8,12 + 1,5 \times 2,5 = 14,72 \text{ KN/m}^2.$$

➤ 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 :

$$\bar{q}_1^u = q_1^u \times 1,00 = 14,712 \times 1,00 = 14,72 \text{ KN/m}_L.$$

$$\bar{q}_1^{\text{ser}} = q_1^{\text{ser}} \times 1,00 = 10,62 \times 1,00 = 10,62 \text{ KN/m}_L.$$

**2-Palier :****c) Charges permanentes :**

1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....	1,04 KN/m <sup>2</sup>
2- Poids propre du palier (25x e <sub>p1</sub> ) .....	3,75 KN/m <sup>2</sup>
3- Poids propre des marches (0,18 KN/m <sup>2</sup> /cm x 1.5 cm) .....	0,27KN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>2</sub> = 5,06 KN/m<sup>2</sup></b>

**d) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q<sub>2</sub> = 2,5 KN/m<sup>2</sup>.**

**d) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 2,5 = 10,58 \text{ KN/m}^2.$$

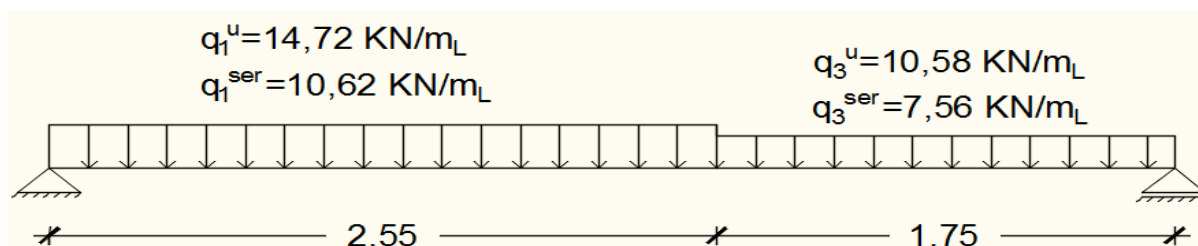
➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{\text{ser}} = G_2 + Q_2 = 5,06 + 2,5 = 7,56 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_2^u = q_2^u \times 1,00 = 10,581 \times 1,00 = 10,58 \text{ KN/m}_L.$$

$$\bar{q}_2^{\text{ser}} = q_2^{\text{ser}} \times 1,00 = 7,56 \times 1,00 = 7,56 \text{ KN/m}_L.$$

**Schéma statique :**

**Fig.IV.1.26** : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

- Calcul des réactions :

➤  $R_A = 30,17 \text{ KN}$

➤  $R_B = 25,88 \text{ KN}$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max}^u = M(2,05) = 30,92 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0,2M_{\max}^u = -6,18 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0,8M_{\max}^u = 24,74 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 21,74 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 18,57 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max}^{\text{ser}} = M(2,05) = 22,25 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^{\text{ser}} = -0,2M_{\max}^{\text{ser}} = -4,45 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,8M_{\max}^{\text{ser}} = 17,80 \text{ KN.m}$$

#### IV.1.4.3- Calcul du ferrailage :

##### A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

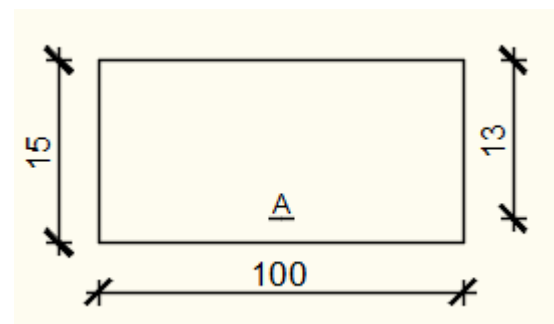
$$M_t^u = 24,74 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures

Comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24740}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,103$$

$$\mu = 0,103 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$



**Fig.IV.1.27:** Section de calcul de la paillasse en travée.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,136$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24740}{348 \times 0,946 \times 13} = 5,78 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 5,78 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$6\text{T}12/\text{m}_L \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 17,80 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{24,74}{17,80} = 1,39$$

$$\alpha = 0,142 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- Choix des armatures :

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93\text{cm}^2/m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

**D. En appuis :**

- Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -6,18 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures

comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6180}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6180}{348 \times 0,987 \times 13} = 1,38 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1,45\text{cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65\text{cm}^2.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = -4,45\text{KN.m}$$

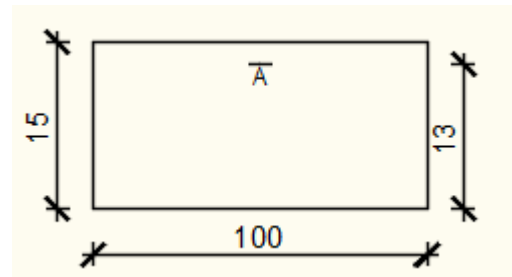
Flexion simple

Section rectangulaire avec  $\bar{A}$

Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{6,18}{4,45} = 1,39$$



**Fig.IV.1.28:** section de calcul de paillasse en appuis.

$$\alpha = 0,034 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

• Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{cm}).$$

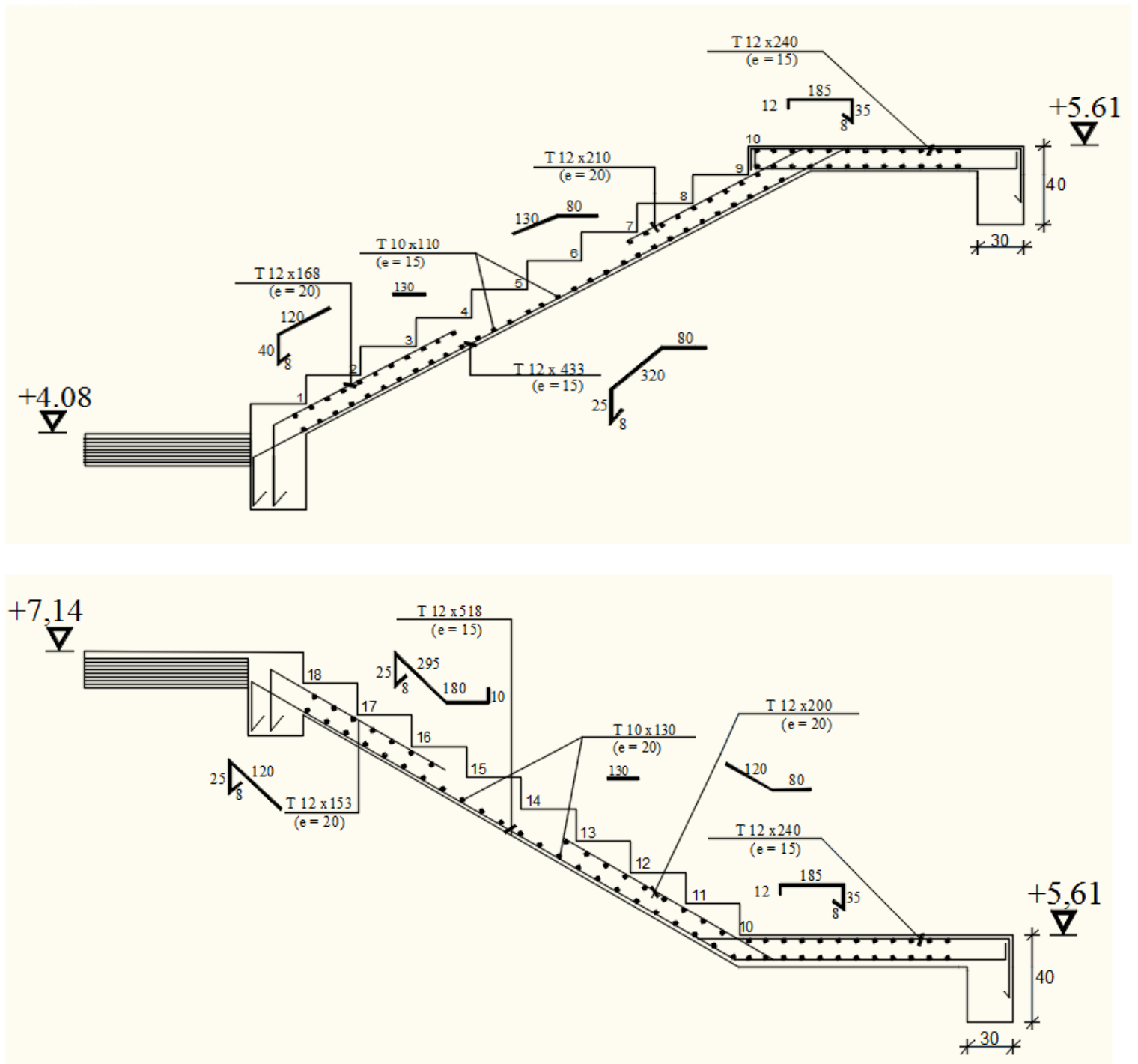
### E. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 30,86 \text{KN} = 30860 \text{N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30860}{100 \times 13 \times 100} = 0,24 \text{MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,24 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$



**Fig.IV.1.29:** Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.

**IV.1.5- Poutre palier :****IV.1.5.1- Pré-dimensionnement :**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

❖ Critère de flèche :

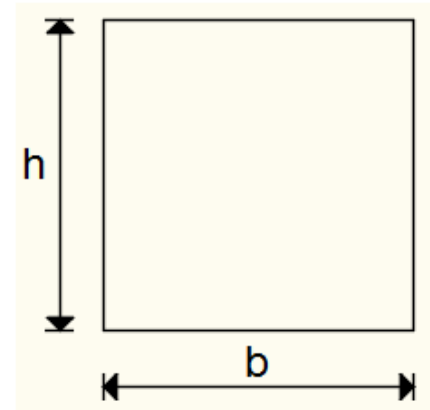
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

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

**b** : Largeur de la poutre.



**Fig.II.1.30** : Section transversale d'une poutre.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$  ;
- $h \geq 30\text{cm}$  et
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ .

**L=490cm**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=40cm**

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
  - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,34 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

Donc : la section de la poutre palier est de dimension **(30×40) cm<sup>2</sup>**.

**IV.1.5.2- Evaluation des charges :**

➤ Calcul du poids propre  $g_p$  de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 25 \longrightarrow g_p = 300 \text{ daN/m}_L$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1,5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m} \Rightarrow g'_{\text{mur}} = 274 \times \frac{2,61}{2} = 357,57 \text{ daN/mL}$$

- Réaction de la volée et du palier :

$$R_B = 2588 \text{ daN/mL}$$

• **Combinaison fondamentales :**

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

$$q_u = 1,35(g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q_{\text{ser}} = 1,35(300 + 357,57) + 2588$$

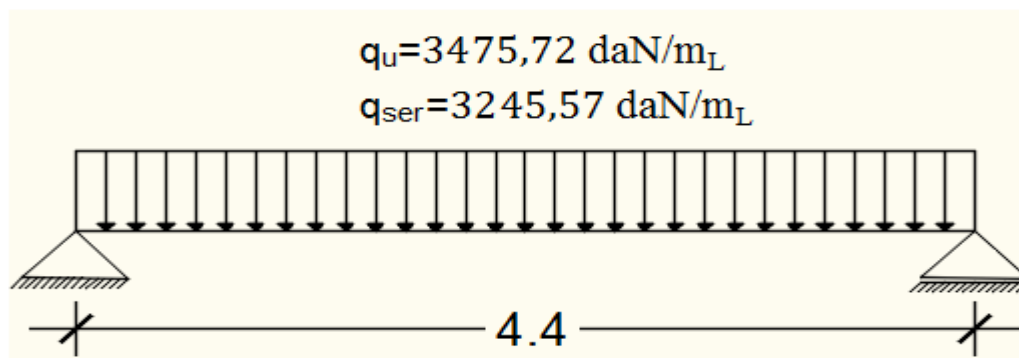
$$q_u = 3475,72 \text{ daN/mL}$$

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

$$q_{\text{ser}} = (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \Rightarrow q_{\text{ser}} = (300 + 357,57) + 2588$$

$$q_{\text{ser}} = 3245,57 \text{ daN/mL}$$

- Schéma statique :



**Fig.IV.1.31** : Schéma statique de la poutre palier.

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

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

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3475,72 \times 4,40^2}{8} = 8411,25 \text{ daN.m}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^u = 0,8 \times M_0^u = 6729 \text{ daN.m}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^u = -0,2 \times M_0^u = -1682,25 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_0^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{3245,57 \times 4,40^2}{8} = 7854,28 \text{ daN.m}$$

❖ En travée :

$$M_t^{\text{ser}} = 0,8 \times M_0^{\text{u}} = 6283,43 \text{ daN.m}$$

❖ En appuis :

$$M_a^{\text{ser}} = -0,2 \times M_0^{\text{u}} = -1570,86 \text{ daN.m}$$

**Tableau.IV.1.2 :** Tableau des moments

	E.L.U	E.L.S
Travée	6729	6283,43
Appuis	-1682,25	-1570,86

#### IV.1.5.3- Calcul du ferrillage :

**B. En travée :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^{\text{u}} = 6729 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{u}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{67290}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,122$$

$$\mu = 0,122 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,163$$

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

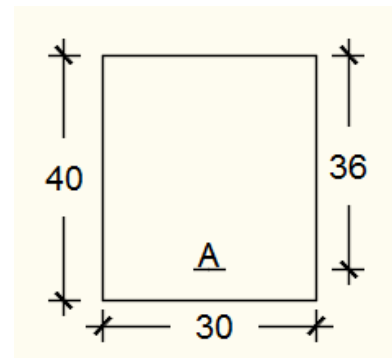
• Détermination des armatures :

$$A^{\text{u}} = \frac{M_t^{\text{u}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{67290}{348 \times 0,935 \times 36} = 5,75 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{u}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_t^{\text{u}} = 5,75 \text{ cm}^2$$



**Fig.IV.1.32:** Section de calcul de la poutre en travée.

- Choix des armatures :

$$6T12 \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \overline{A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mathbf{M_t^{ser} = 62834,3 \text{ N.m}} \\ \Rightarrow \text{Si } \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \end{array}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{67290}{62834,3} = 1,07$$

$$\alpha = 0,163 < \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

### C. En Appuis :

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\mathbf{M_a^u = -16822,5 \text{ N.m}}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16822,5}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

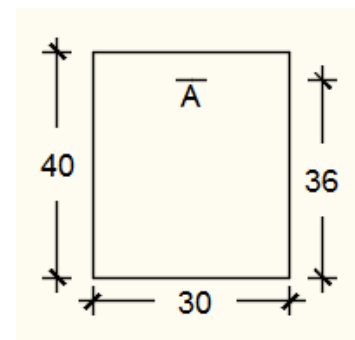
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16822,5}{348 \times 0,985 \times 36} = 1,36 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$



**Fig.IV.1.33:** section de calcul de la poutre en appuis.

$$A_u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1,36 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

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

$$M_t^{ser} = -15708,6 \text{ N.m}$$

Flexion simple

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

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{16822,5}{15708,6} = 1,07$$

$$\alpha = 0,038 < \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Moment de torsion :

$$M_{T/marche} = \frac{q \times L^2}{2}$$

- ❖ Moment en travée :

$$M_T^u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{10,58 \times 1,6^2}{2} = 13,54 \text{ KN.m}$$

- ❖ Moment en appuis : effet du moment de torsion en travée aux appuis

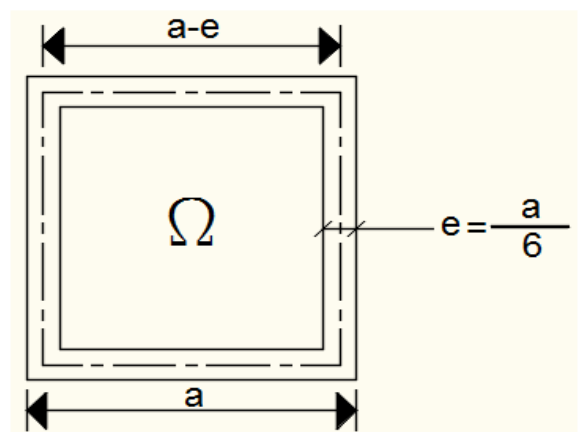
$$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2} M_T^u = -\frac{13,54}{2} = -6,77 \text{ KN.m}$$

- Déterminations des armatures : [CBA91/A5.4.2.2]

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = (35 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$



**Fig. IV.1.34:** Section du calcul.

- **Calcul des armatures longitudinales** : [CBA91/A5.4.4]

- C. **En travée** :

$$A_{Tt} = \frac{U \cdot M_T^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 13540}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 2,67 \text{ cm}^2$$

- D. **En appuis** :

$$A_{Ta} = \frac{U \cdot M_{TC}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{120 \times 6770}{2 \times 875 \times \frac{400}{1,15}} = 1,33 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales** :

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 2,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}) = 1,33 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion** :

$$A_{Tt} + A_t^u = 5,70 + 2,67 = 8,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_a^u = 1,36 + 1,33 = 2,69 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures** :

**En travée** : 6T14  $\longrightarrow$  A = 9,24 cm<sup>2</sup>

**En appuis** : 3T12  $\longrightarrow$  A = 3,39 cm<sup>2</sup>

- **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.

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

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{3475,72 \times 4,4}{2} = 7646,58 \text{ daN/mL}$$

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : a = 0,9 × d = 0,9 × 36 => a = 32,4 cm

$$T_u^{\max} = 76465,8 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

**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** : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{inf}} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 76465,8 + \frac{16822,5}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 2,21 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

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

**Moyenne : [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{76465,8}{30 \times 36 \times 10^2} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**d. Section et écartement des armatures transversales**

**A<sub>t</sub> : [Article BAEL91/4.2.3]**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235

$$\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

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

Donc :

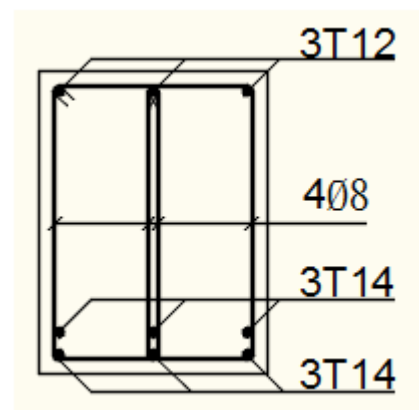
$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,70 - 0,3 \times 2,1)} = 179,94 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(32,4; 40) = 32,4 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

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



**Fig. IV.1.35:** Armatures longitudinales et transversales.

❖ Cas de torsion :a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

$$\tau_u = \frac{M_T^{\max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{33780}{2 \times 875 \times 5} = 3,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = (2,39)^2 + (0,70)^2 = 6,20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = (3,34)^2 = 11,16 \text{ MPa}$$

$\tau_{ut}^2 + \tau_{uf}^2 = 6,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11,16 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Alors On a :  $\emptyset_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\emptyset_8 \longrightarrow A_t = 2,01\text{cm}^2$

- L'espacement des armatures transversales :

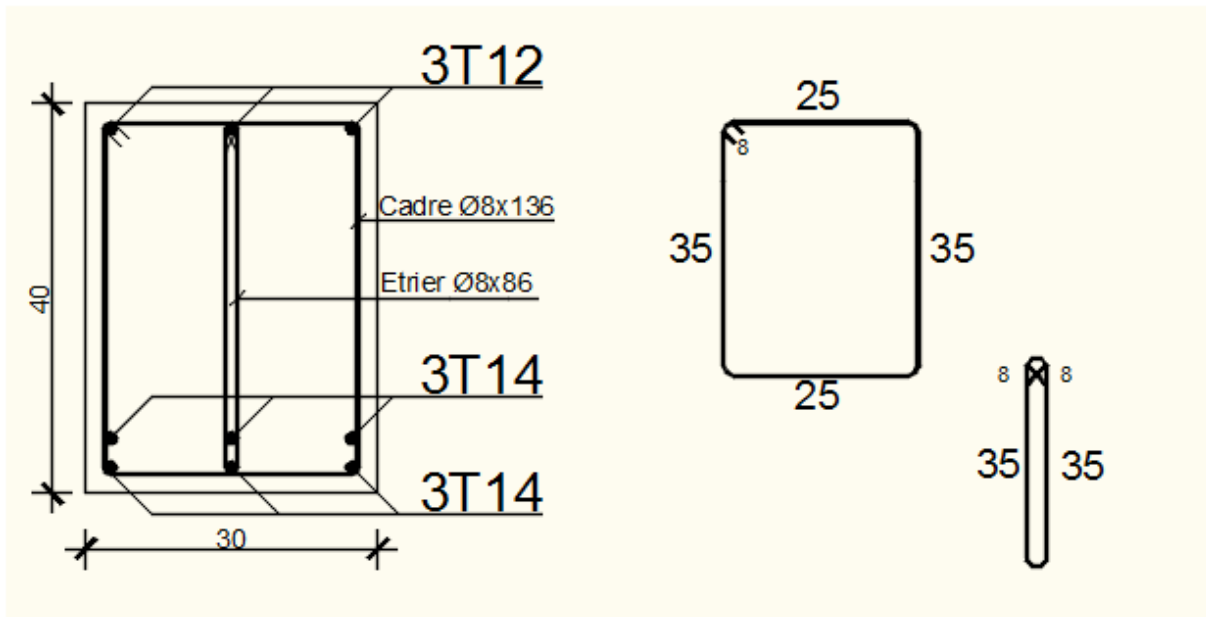
$$\delta_t \leq \frac{2 \times \Omega \times A_t}{M_T^u} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 2,01}{20961} \times \frac{235}{1,15} = 34,29 \text{ cm [CBA93/A. 5. 4. 4]}$$

- Armatures minimales :

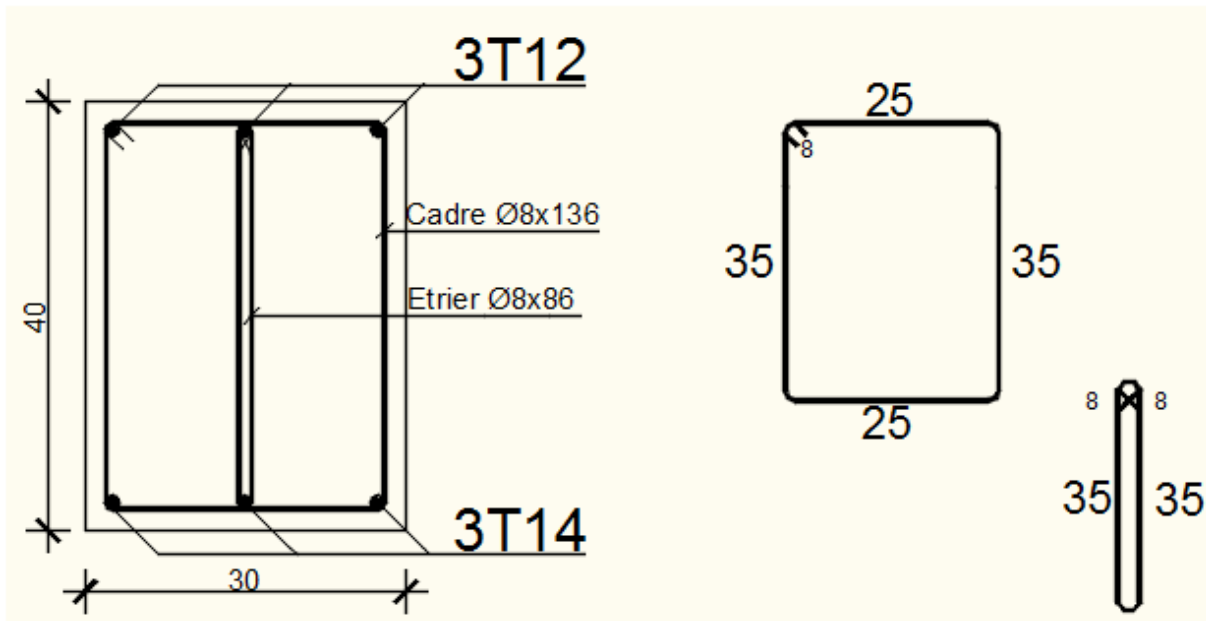
$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times \delta_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 34,29}{235} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale

$\delta_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante



**Fig.IV.1.36:** Dessin de ferrailage de la poutre palier en travée.



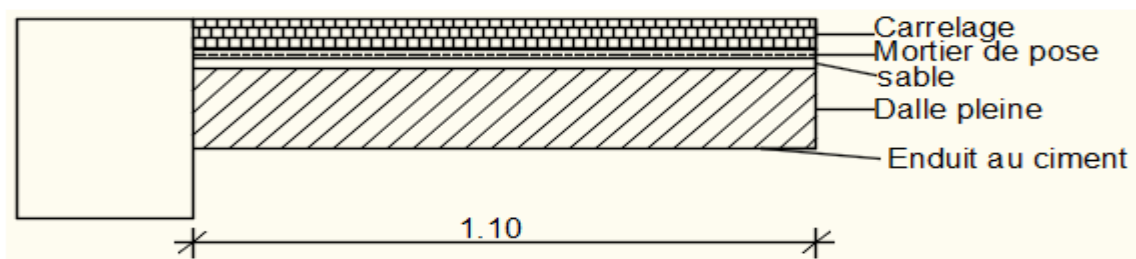
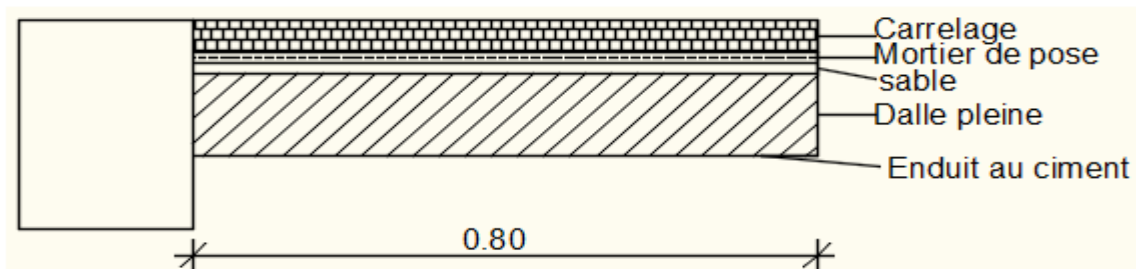
**Fig.IV.1.37:** Dessin de ferrailage de la poutre palier en appuis.

**IV.2- Etude des balcons :**

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propre : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée de  $L = 1,10$  m et  $L = 0,80$  m.

**Type 1 :****Type 2 :**

**Fig.IV.2.1:** Coupe sur les deux balcons.

➤ **Epaisseur du balcon :**

On prend  $h_d = 15$  cm

**IV.2.1- Descente de charges :**

• <u>Charges permanentes :</u>	
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) (18daN/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 :  $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,06 \text{ KN/m}_L$

- **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/m}_L$

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

La charge dûe due au poids du mur sur le balcon: P

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur:  $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (0,90 + 1,30 + 2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur:  $h = 3,06 - 0,15 = 2,91 \text{ m}$

$$P = 2,74 \times 2,91 = 7,97 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{P = 7,97 \text{ KN}}$$

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).

$$\varphi_{\max} < \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$\varphi \leq 15 \text{ mm} \Rightarrow$  on prendra  $\varphi = 10 \text{ mm}$

- **Calcul de l'enrobage :**

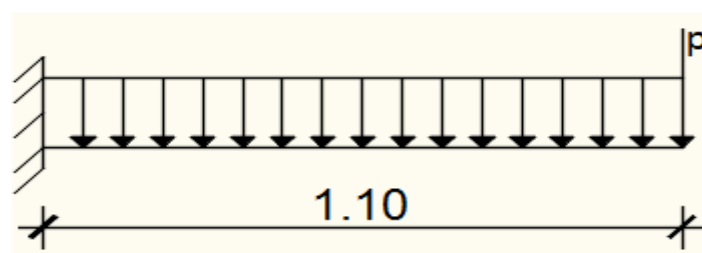
$$C = a + \frac{\varphi}{2} \Rightarrow C = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15 \text{ mm}$$

- **Hauteur utile :**

$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$



**Fig.IV.2.2 :** Enrobage.



**Fig.IV.2.3 :** Schéma statique du balcon type1.

- **Moments fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = - \left[ 1,35\bar{G} + 1,5\bar{q} \right] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = - \left[ 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50 \right] \times \frac{1,10^2}{2} - 1,35 \times 7,97 \times 1,10 \times 1,00$$

$$M_u = - 19,15 \text{ KN.m}$$

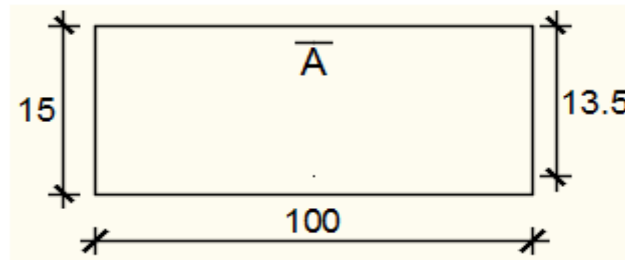
➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = - \left[ \bar{G} + \bar{q} \right] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00$$

$$M_{\text{ser}} = - [5,06 + 3,50] \times \frac{1,10^2}{2} - 7,97 \times 1,1 \times 1,00$$

$$M_{\text{ser}} = - 13,95 \text{ KN.m}$$

#### IV.2.2- Calcul du ferrailage :



**Fig.IV.2.4 :** Section de calcul.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = 19150 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19150}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,961$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{19150}{348 \times 0,961 \times 13,5} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 4,24 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T10/\text{mL} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 16,67 \text{ cm}).$$

#### Remarque :

Pour des raisons pratique on prendra un espacement de 15 cm (e=15cm)

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = 13950 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M^u}{M_{\text{ser}}} = \frac{19150}{13950} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,096 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Choix des armatures :

$$5\text{T8/ml} \longrightarrow A = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

#### IV.2.3- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\text{max}} = (1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_u^{\text{max}} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 1,10 + 1,35 \times 7,97$$

$$T_u^{\text{max}} = 24,048 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{24048}{100 \times (100 \times 13,5)} = 0,18 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.2.4- Vérification de la flèche :**

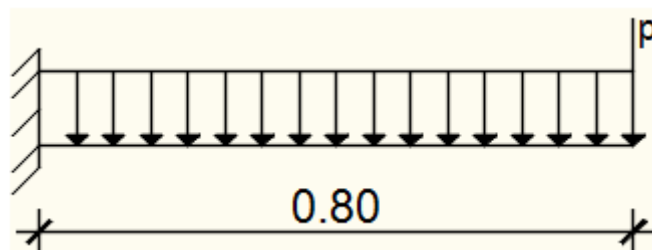
- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,76}{100 \times 13,5} = 0,0035 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Type 2 :**

**Fig.IV.2.5 :** Schéma statique du balcon type2.

➤ **Epaisseur du balcon :**

On prend  $h_d = 15 \text{ cm}$

**IV.2.5- Descente de charges :**

- **Charges permanentes :**  $G = 5,06 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,06 \text{ [KN/m]}$

- **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :  $\bar{q} = Q \times 1,00 = 3,5 \text{ KN/m}$ .

- **la charge due au poids du mur :**

La charge due due au poids du mur sur le balcon: P

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur:  $e = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (0,90 + 1,30 + 2 \times 18 \times 0,015) = 2,74 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur:  $h = 1,10 \text{ m}$

$$P = 2,74 \times 1,10 = 3,01 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{P = 3,01 \text{ KN}}$$

- **Moments fléchissant :**

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

$$M_u = - [ 1,35\bar{G} + 1,5\bar{q} ] \times \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = - [ 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50 ] \times \frac{0,80^2}{2} - 1,35 \times 3,01 \times 0,80 \times 1,00$$

$$M_u = -7,117 \text{ KN.m}$$

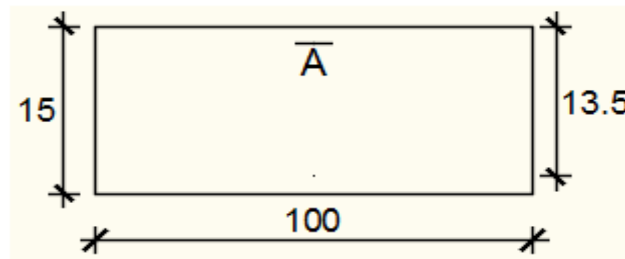
- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = - [ \bar{G} + \bar{q} ] \times \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00$$

$$M_{\text{ser}} = - [ 5,06 + 3,50 ] \times \frac{0,80^2}{2} - 3,01 \times 0,80 \times 1,00$$

$$M_{\text{ser}} = -5,147 \text{ KN.m}$$

#### IV.2.6- Calcul du ferrailage :



**Fig.IV.2.6 :** Section de calcul.

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

$$M_u = 7117 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7117}{14,20 \times 100 \times 13,5^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7117}{348 \times 0,986 \times 13,5} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Pour la dalle : } A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T10/ml \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

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

$$M_{\text{ser}} = 5147 \text{ N.m}$$

Fissuration est considérée comme Fissuration préjudiciable.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 13,5 \times 0,59 = 15,93 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 15,93} = 3,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3,45^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,45)^2 = 7322,88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{5147}{7322,88} = 0,70$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,70 \times (13,5 - 3,45) = 105,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0,98 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des armatures :

$$5T8/ml \longrightarrow A = 2,58 \text{ cm}^2/ml$$

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

#### **IV.2.7- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\text{max}} = (1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_u^{\text{max}} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 3,50) \times 0,80 + 1,35 \times 3,01$$

$$T_u^{\text{max}} = 13,728 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{13728}{100 \times 100 \times 13,5} = 0,10 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

#### **IV.2.8- Vérification de la flèche :**

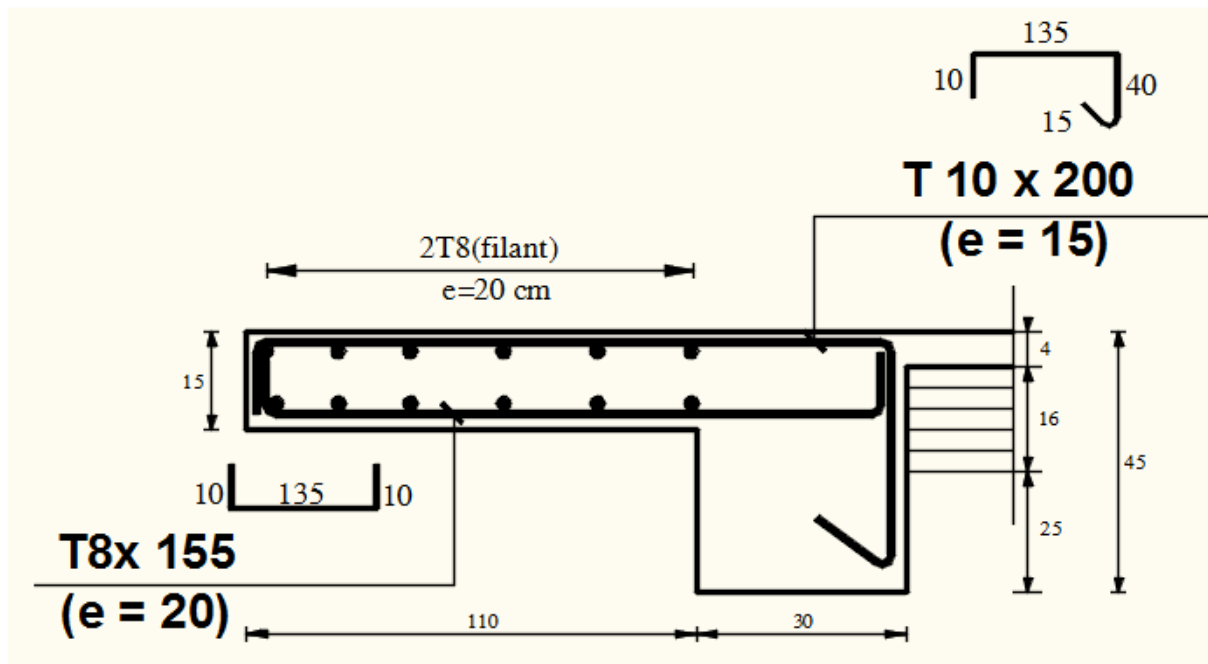
- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{80} = 0,1875 > \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{C. V}$$

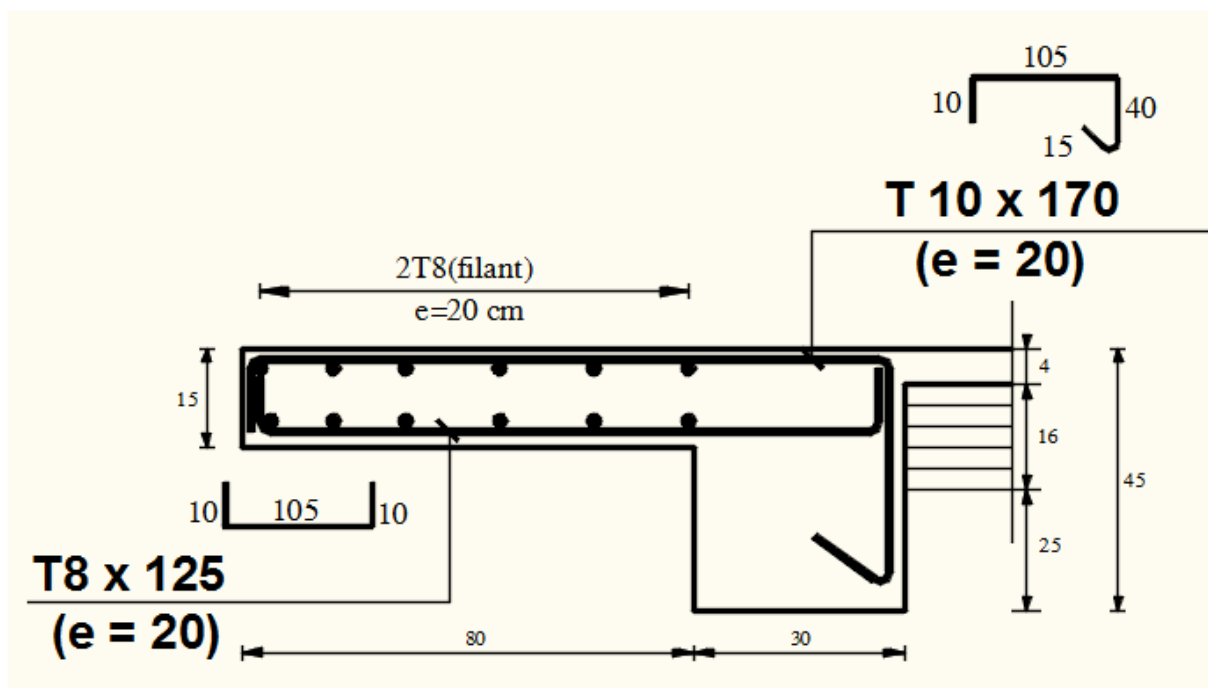
$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{C. V}$$

#### **Conclusion :**

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure IV.2.7** : Schéma de ferrailage balcon type 1.



**Figure IV.2.8** : Schéma de ferrailage balcon type 2.

### IV. 3- Etude de l'acrotère :

#### IV.3.1- Définition :

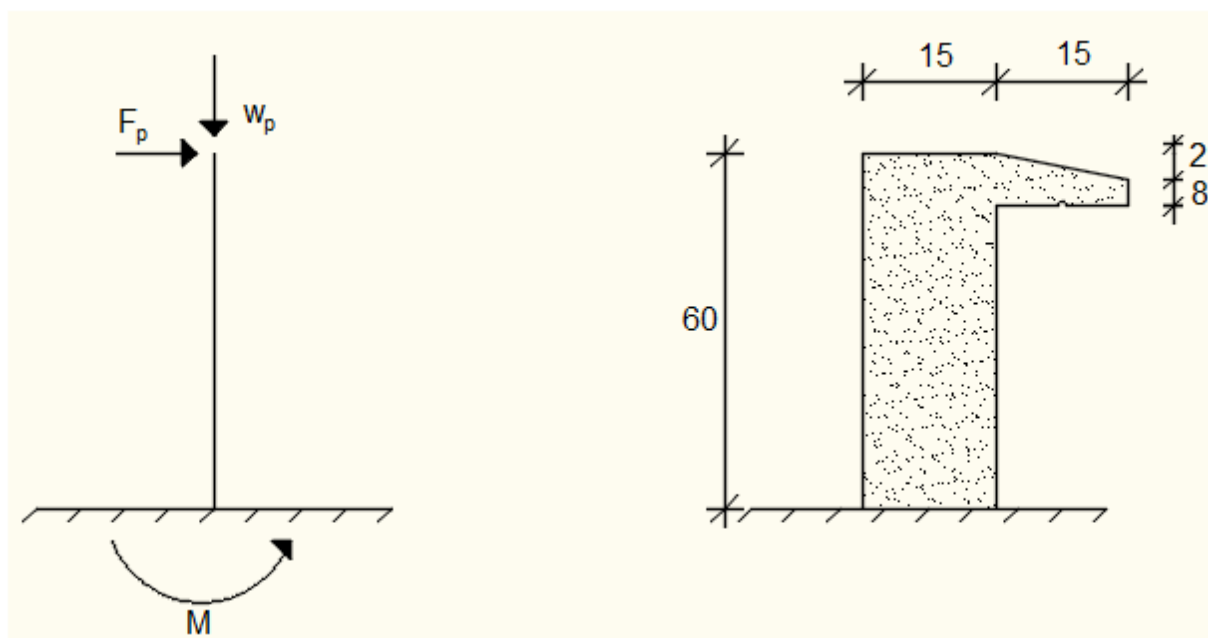
L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encadrée dans le plancher soumise à son poids ( $W_p$ ) et une charge horizontale dû à la main courante ( $F_p$ ).

➤ **Le rôle de l'acrotère :**

- ✓ Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- ✓ Donne un aspect esthétique et
- ✓ Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur

[Figure IV.3.1]



**Fig.IV.3.1:** Dimension de l'acrotère et schéma statique.

#### IV.3.2- Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal  $N$  et d'un moment de flexion à la base.

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

#### IV.3.3- Détermination des sollicitations :

- le poids propre :  $W_p$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \bar{\gamma}_b = \left[ (0,6 \times 0,15) + (0,15 \times 0,08) + \left( \frac{0,15 \times 0,02}{2} \right) \right] \times 1 \times 25 \Rightarrow W_p = 2,59 \text{ KN.}$$

- La force horizontale:  $F_p$  [RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3]

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

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 :

$A = 0,15$  (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0,8$  (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,59$$

$$F_p = 1,24 \text{ KN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1,35W_p \\ M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 2,59 \\ M_u = 1,5 \times 1,24 \times 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3,49 \text{ KN} \\ M_u = 1,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 2,59 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

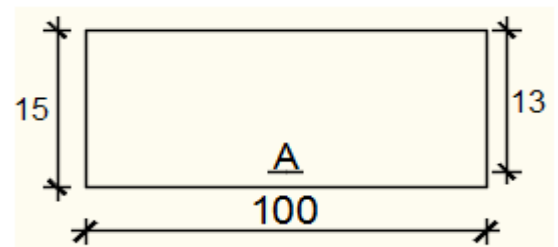
Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est  $(100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,12}{3,49} = 0,32 \text{ m}$$

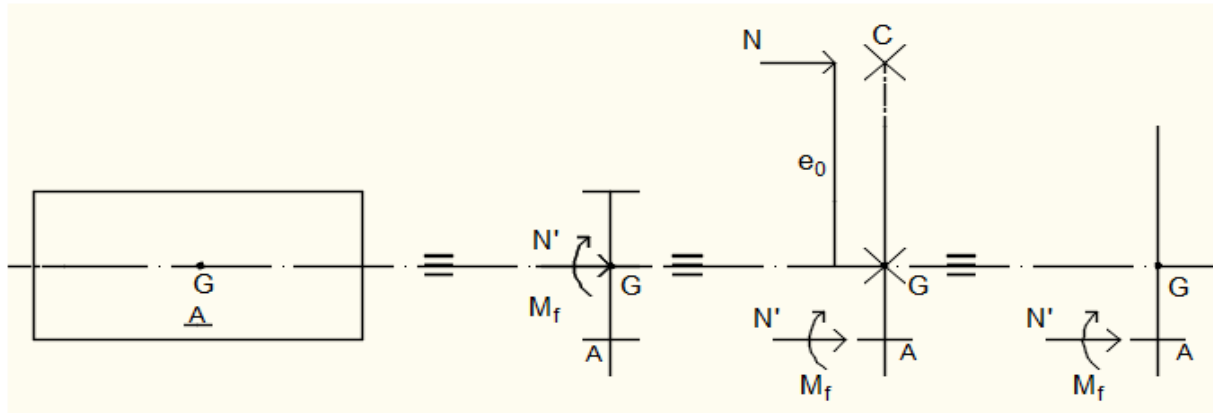
$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$



**Fig.IV.3.2:** Section de calcul.

L'effort normal de compression  $N$  est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue



**Fig.IV.3.3** : Position de centre de pression.

$$M_f = N_u \times e = N_u \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - C' \right) = 3,49 \times \left( 0,32 + \frac{0,15}{2} - 0,02 \right) = 1,3087 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_f^u = 1308,7 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1308,7}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,00545$$

$$\mu = 0,00545 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1308,7}{348 \times 0,997 \times 13} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,29 - \frac{3490}{100 \times 348} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 15) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/ml$$

- Choix des armatures :

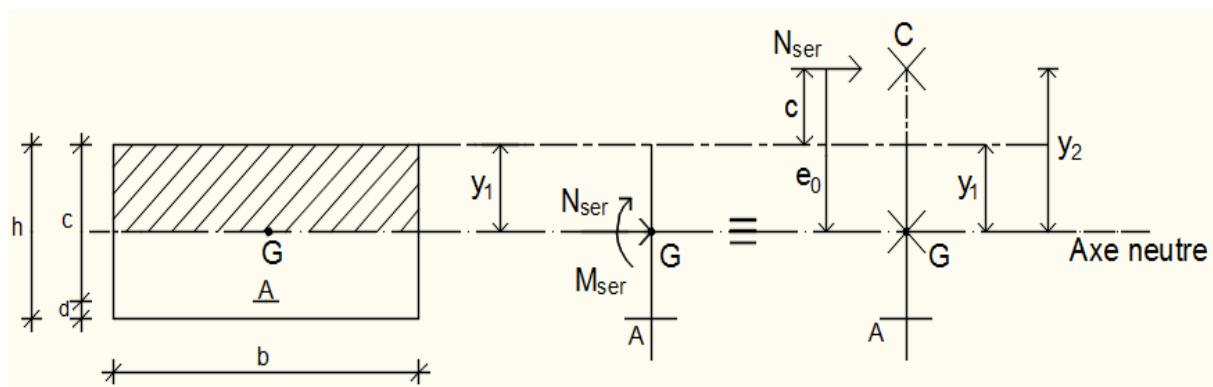
$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/m_L$$

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

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

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,75}{2,59} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$

Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).



**Fig.IV.3.4:** Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

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

c : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à la fibre la

Plus comprimée ( $c < 0$ ) ;

$y_2$  : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à

L'axe neutre ( $y_2 > 0$ ) ;

$y_1$  : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

- Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d) + \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{15}{2} = 21,5 \text{ cm} \Rightarrow c = -21,5 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \text{ avec } \dot{A} = 0 \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = -3 \times (-21,5)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5) = -1264,72 \Rightarrow p = -1264,72$$

$$q = -2 \times (-21,5)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5)^2 = 15666,84 \Rightarrow q = 15666,84$$

$$y_2 : \text{est la racine de l'équation : } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1264,72 y_2 + 15666,84 = 0$$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (15666,84)^2 + \frac{4}{27} \times (-1264,72)^3 = -542450479 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 15666,84}{2 \times (-1264,72)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1264,72}} = -0,90 \Rightarrow \varphi = 154,16^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1264,72}{3}} = 41,06 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 41,06 \times \cos(8,61) = 25,63 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -40,59 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 14,97 \text{ cm} \end{cases}$$

La racine  $y_2$  est prise telle que ;  $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h = 25,63 - 21,5 = 4,13 \leq 15 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 4,13 \text{ cm}$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (4,13)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (13 - 4,13) = 329,96 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \cdot S} = \frac{2590}{100 \times 329,96} = 0,078$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,15 \times 4,13 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (13 - 4,13) = 19,96 \text{ MPa}$$

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

$$\text{préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

Avec : FeE400  $\Rightarrow \eta = 1,6$  et  $f_e = 400$  MPa

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

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

• Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues}$$

#### **IV.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 1,24 = 1,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1860}{100 \times 13 \times 100} = 0,014 \text{ MPa}$$

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

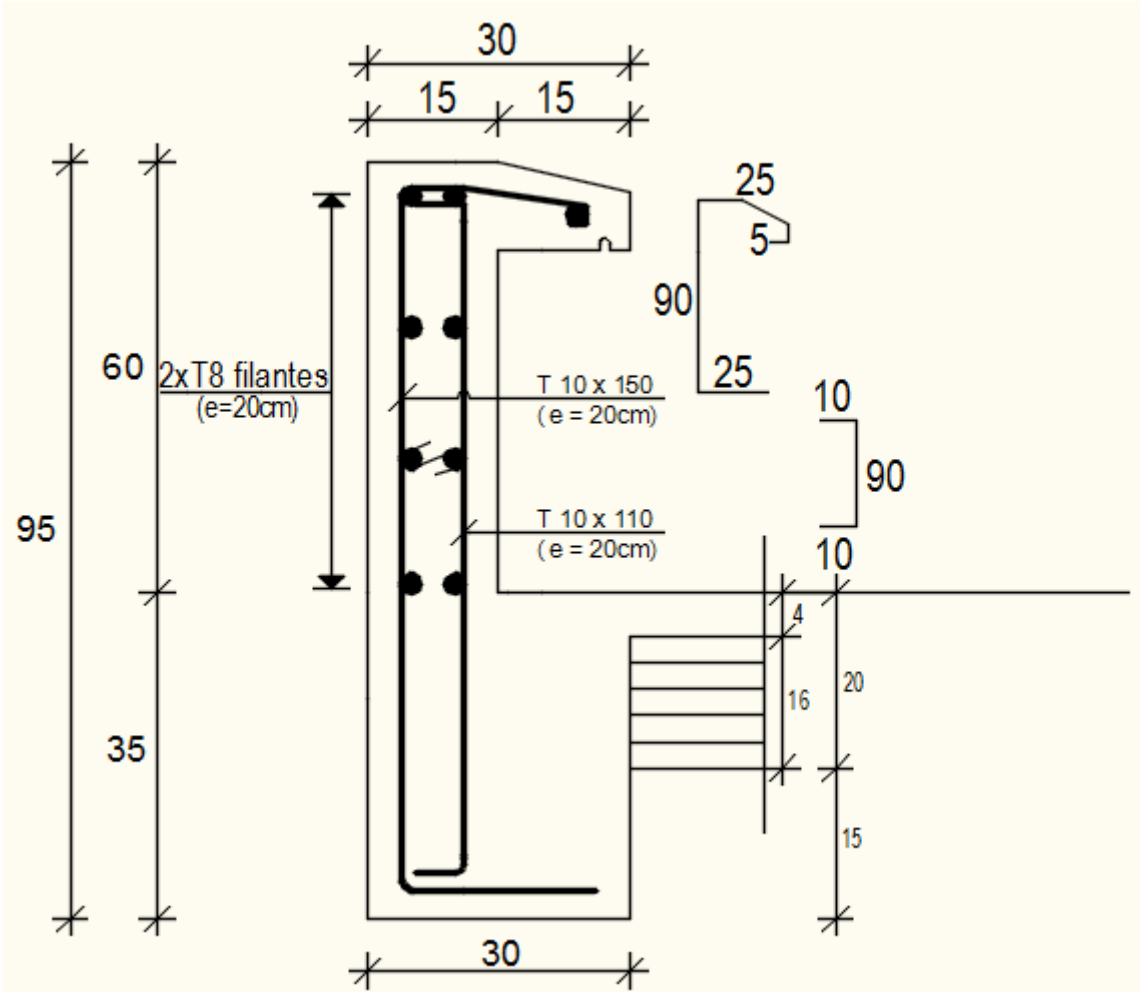
$$\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

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

#### **Remarque:**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.



**Fig.IV.3.5:** Ferrailage de l'acrotère.

**Chapitre V**  
**Etude de l'ascenseur**

## V. Etude de l'ascenseur

### V.1- Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation vertical, la 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 et 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, qui a la capacité de porter 8 personnes ; et d'après la norme française pour 8 personnes, on a une charge nominale de 600 kg, (tableau p.56 ascenseur et monte-charge) avec une vitesse de 1.7 m/.

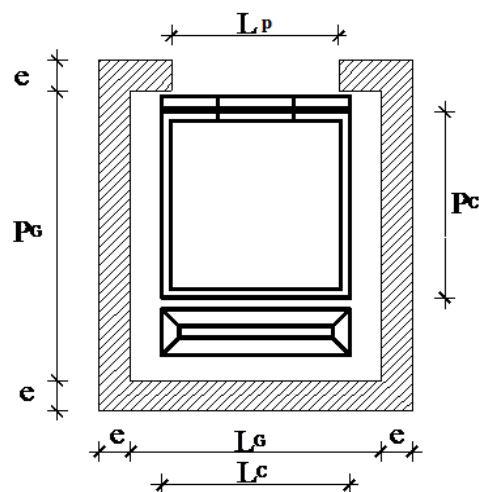
La dalle qui supporte la machine est en béton armé d'une épaisseur de 20cm.

### V.2- Etude de l'ascenseur :

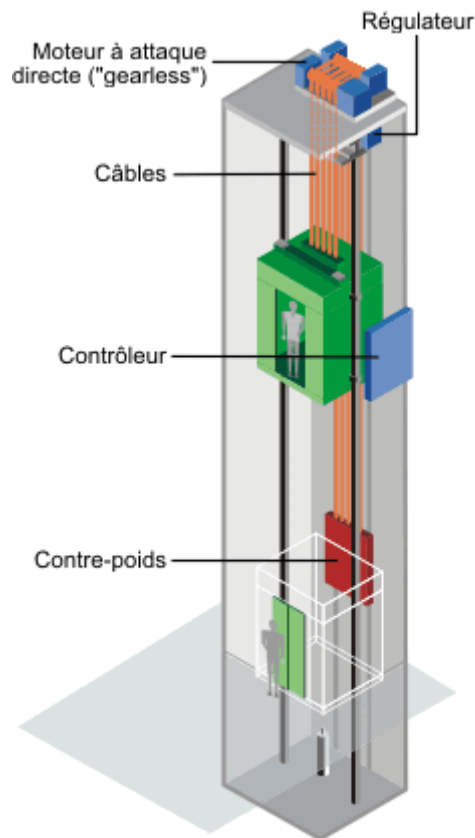
D'après la norme française **NF-P82-209** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

Selon la norme **NF-P82-208** pour un immeuble à usage multiple, 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 :	$L_c = 1,00 \text{ m}$
Profondeur de la cabine :	$P_c = 2,20 \text{ m}$
Largeur de la gaine :	$L_G = 1,40 \text{ m}$
Profondeur de la gaine :	$P_G = 2,50 \text{ m}$
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 du voile :	$e = 20 \text{ cm}$
Hauteur de course :	$C = 31,06 \text{ m}$



**Figure.V.1** : dimensions de l'ascenseur.



**Figure.V.2** : Ascenseur électrique

### V.3- Descente de charge :

- **Surcharge d'exploitation** :  $Q=600\text{daN}$  (8personne)
- **Charge permanente** :

A. **Masse de la cabine** : est composer de la somme des masses suivante

- **Masse des surfaces latérales** :

La masse de la surface des cotes augmentée de 10% à raison de  $11,5 \text{ daN/m}^2$

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1,00 + 2 \times 2,20) \times 2,20 = 11,88 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11,5 + 0,1 \times 11,5) \times 11,88 = 150,28 \text{ daN}$$

- **Masse de plancher** :

La masse du plancher a raison de  $70 \text{ daN/m}^2$  pour appareils de 300 a 600daN de charge :

$$S_2 = L_c \times P_c = 1,00 \times 2,20 = 2,20 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 2,20 = 154 \text{ daN}$$

- **Masse du toit** :

La masse du toit à raison de  $20 \text{ daN/m}^2$  :

$$S_3 = L_c \times P_c = 1,00 \times 2,20 = 2,20 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 2,20 = 44 \text{ daN}$$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1,00) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse de la porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m<sup>2</sup> de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0,80 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute a prise amortie =>  $M_6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires =>  $M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 150,28 + 154 + 44 + 120 + 120 + 100 + 80 + 60 = 828,28 \text{ daN}$$

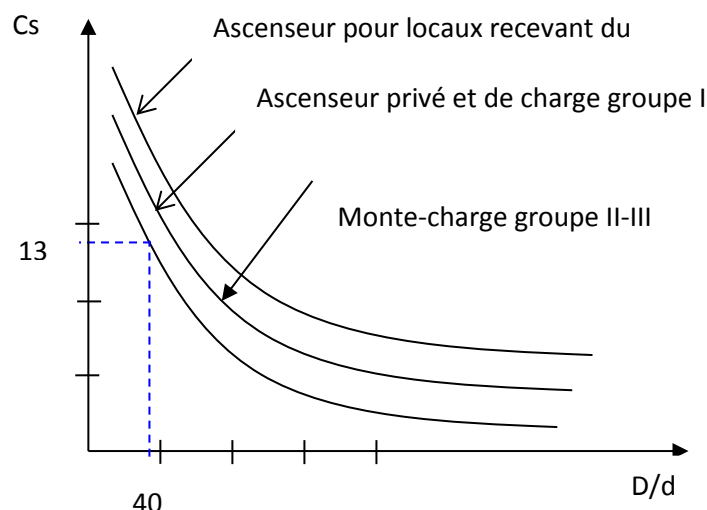
**B. Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 828,28 + \frac{600}{2} = 1128,28 \text{ daN}$$

**C. Masse du câble :**

Détermination di diamètre du câble d'après la norme NF 82-210 C<sub>s</sub> doit être pour cet appareil un minimum égal à 12 et le rapport  $\left(\frac{D}{d}\right)$  au minimum égal a 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{d} = 40 \Rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12,5\text{mm} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$



**Figure V.3 :** Abaque de détermination de suspentes.

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 de suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \times M$$

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 au deux autres.

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 828,28) \Rightarrow C_r = 18567,64 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_{rn}$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblages qui est égale à 0,85 donc :

$$C_{rn} = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{18567,64}{0,85} = 21844,28 \text{ daN}$$

$$C_{rn} \text{ égal aussi : } C_{rn} = C_r (\text{câble}) \times n \times m$$

Avec :

m : type de mouflage

n : nombre de câble

$C_r$  (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$$d = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow C_r (\text{câble}) = 8152 \text{ daN ( voir tableau suivant )}.$$

**Tableau V.1** : caractéristique des câbles

Diamètre des câble mm	Diamètre des fils mm	Section [mm <sup>2</sup> ]	Masse linéaire ML [daN/m]	Charge admissible totale $C_r$ [daN]
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11	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

$$n = \frac{21844,28}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1,34 \text{ on prend } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câble  $m_c$  :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

$M_L$  : masse linéaire du diamètre d'un seul câble ;

$d = 12,5 \text{ mm}$  (tableau)  $M_L = 0,515 \text{ daN/m}_L$  et

$C$  : course du câble (hauteur du course)  $\Rightarrow C = 31,06 \text{ m}$ .

$$M_c = 0,515 \times 2 \times 31,06 = 32 \text{ daN}$$

#### **D. Masse du treuil :**

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Résumé :

- Poids mort = 828,28 daN
- Masse du câble = 32 daN
- Masse du contre poids = 1128,28 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- Donc la charge permanente : **G = 3188,56 daN**
- **Combinaisons fondamentales :**
  - Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3188,56 + 1,5 \times 600 = 5204,56 \text{ daN}$$

- Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 3188,56 + 600 = 3788,56 \text{ daN}$$

#### **V.4- Etude du plancher :**

##### **a. Vérification de poinçonnement :**

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1301,14 \text{ daN}$$

$$q_{ser}^a = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_{ser}^a = 947,14 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91:

$$\text{Si : } q_u^a \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Avec :

$q_u^a$  : Charge ultime pour chaque appui

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$h$  : Epaisseur de la dalle égale à 20cm

$U, V$  ; représentent les côtes du rectangles ( $U//L_x$  et  $V//L_y$ )

Sur lequel la charge qui s'applique compte tenue de la diffusion à 45 degrés 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 :

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 120 \text{ cm}$$

$$q_u^a = 1301,14 \text{ daN} < \frac{0,045 \times 1200 \times 25 \times 200}{1,5} = 180000 \text{ N} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion** : la dalle résiste au poinçonnement

### 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.

$$M_x = q^a \times (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_y = q^a \times (M_2 + v \cdot M_1) \text{ avec :}$$

Avec :

$v$  : Coefficient de poisson qui égal à 0 a l'ELU, et à 0,2 a l'ELS.

**M1, M2** : sans dimensions, sont données à partir des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$  dans les abaques

suivent :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_x^{\text{ser}} = q_a^{\text{ser}} \times (M_1 + 0,2 \times M_2)$$

$$M_y^{\text{ser}} = q_a^{\text{ser}} \times (M_2 + 0,2 \times M_1)$$

La charge au m<sup>2</sup> sera :

$$Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1301,14}{(0,30)^2} = 14457,11 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_a^{\text{ser}} = \frac{q_a^{\text{ser}}}{V \times U} = \frac{947,14}{(0,30)^2} = 10523,78 \text{ daN/m}^2$$

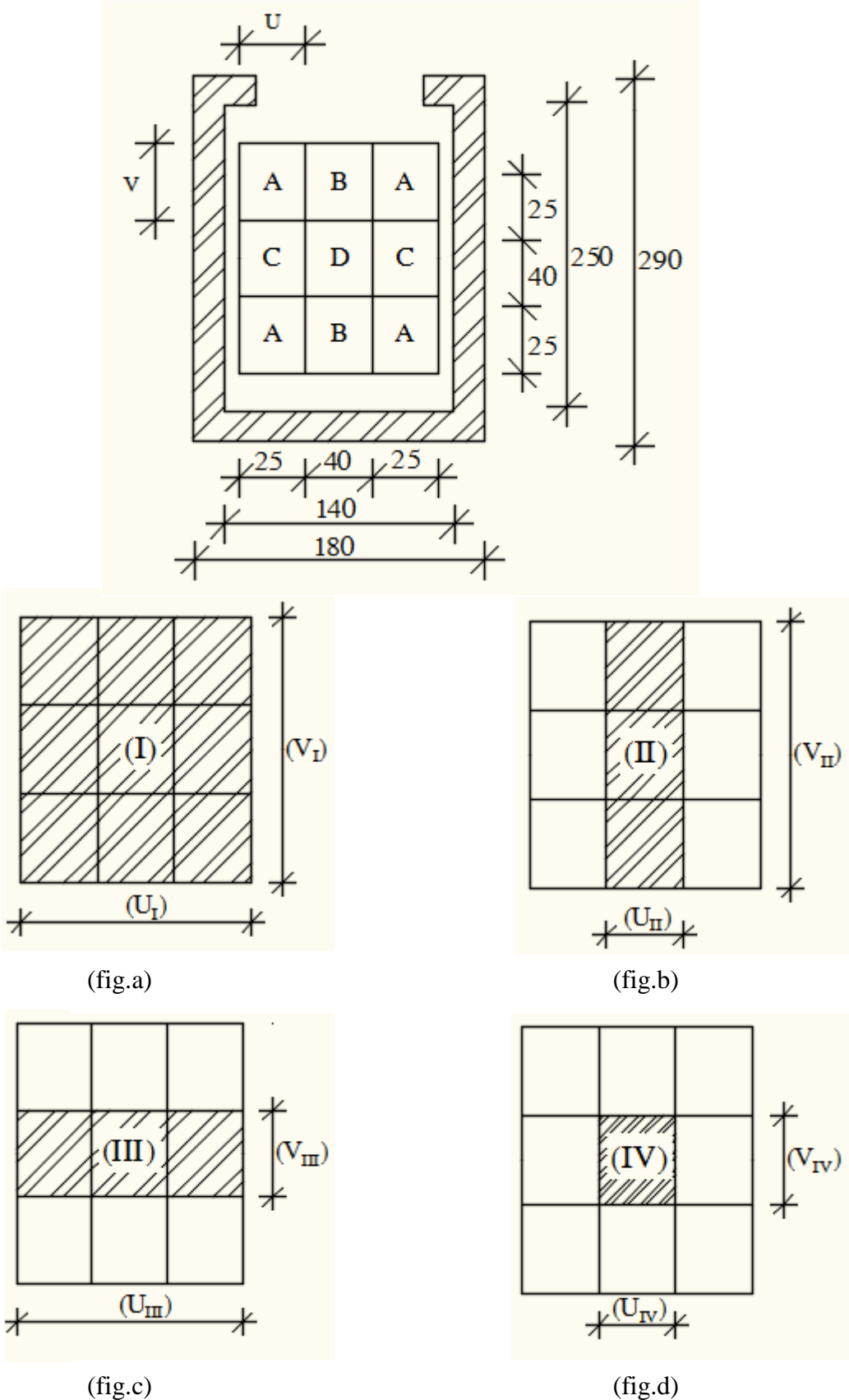
**c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

Lorsque la charge n'est pas concentrique on procède de la façon suivante :

Soit pour une dalle de dimension (Lx ×Ly) soumise a une charge concentrique A répartie sur un rectangle (U×V).

On divise la dalle en rectangle fictif donnant les charges symétriques :

04 rectangle symétrique A ; 02 rectangle symétrique B ; 02 rectangle symétrique C et 01 rectangle au centre D.



**Figure V.4 :** Schéma pour le calcul des moments dûs aux charges localisées.

On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L} = \frac{1,40}{2,50} = 0,56 > 0,4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{xc} = \frac{(M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})}{4}$$

$$M_{yc} = \frac{(M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})}{4}$$

Avec:

$$M_x = q_u \times (M_1 + v. M_2) = (M_1 + v. M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_x}{4} = (M_1 + v. M_2) \times Q_a$$

$$M_y = q_u \times (M_2 + v. M_1) = (M_2 + v. M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_y}{4} = (M_2 + v. M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S ; S = U \times V$$

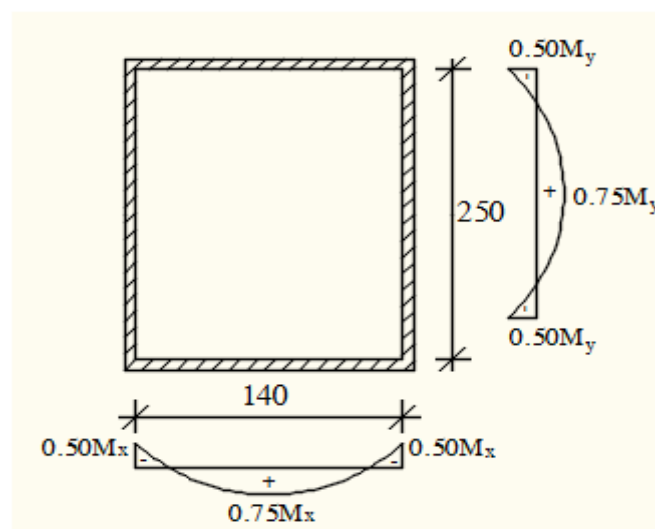
**Tableau V.2** : Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U [m]	0,90	0,40	0,90	0,40
V [m]	0,90	0,90	0,40	0,40
S en [m <sup>2</sup> ]	0,81	0,36	0,36	0,16
$\frac{U}{L_x}$	0,64	0,29	0,64	0,29
$\frac{U}{L_y}$	0,36	0,36	0,16	0,16
M <sub>1</sub>	0,100	0,142	0,108	0,160
M <sub>2</sub>	0,076	0,091	0,103	0,129
Q <sub>a</sub> <sup>u</sup> =Q <sub>a</sub> <sup>u</sup> ×S [N]	117102,59	52045,59	52045,59	23131,38
Q <sub>a</sub> <sup>ser</sup> =Q <sub>a</sub> <sup>ser</sup> ×S [N]	85242,62	37885,61	37885,61	16838,05
$\frac{M_x^u}{4}$ [N.m]	13490,22	8337,70	6693,06	4297,81
$\frac{M_y^u}{4}$ [N.m]	11241,85	6214,24	6484,88	3724,15
$\frac{M_x^{ser}}{4}$ [N.m]	9819,95	6069,28	4872,09	3128,51
$\frac{M_y^{ser}}{4}$ [N.m]	8183,29	4523,54	4720,55	2710,93
M <sub>x<sub>c</sub></sub> <sup>u</sup> [N.m]	<b>2757,27</b>			
M <sub>y<sub>c</sub></sub> <sup>u</sup> [N.m]	<b>2266,88</b>			
M <sub>x<sub>c</sub></sub> <sup>ser</sup> [N.m]	<b>2007,09</b>			
M <sub>y<sub>c</sub></sub> <sup>ser</sup> [N.m]	<b>1650,13</b>			

**d. Descente des charges :**

Dalle machine : (ep = 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>

**Fig.V.5:** Schéma de panneau de dalle d'ascenseur.

- **Combinaison fondamentale :**

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

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

$$q_u = 1,35 \times 500 + 1,5 \times 100 \Rightarrow q_u = 825 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1,00 = 825 \text{ daN/m}_L$$

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

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

$$q_{ser} = 500 + 100 \Rightarrow q_u = 600 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1,00 = 600 \text{ daN/m}_L$$

- e. **Calcul des sollicitations :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

- Etat limite ultime (E L U) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{250} = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0880 \\ \mu_y^u = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0880 \times 825 \times 1,40^2 = 142,29 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,2500 \times 142,29 = 35,57 \text{ daN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{250} = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0923 \\ \mu_y^s = 0,4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0923 \times 600 \times 1,40^2 = 108,55 \text{ daN.m} \\ M_y^s = 0,4254 \times 108,55 = 46,18 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- f. **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) :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2757,27 + 1422,9) \Rightarrow M_{xt}^u = 4180,17 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2266,88 + 355,7) \Rightarrow M_{yt}^u = 2622,58 \text{ N}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2007,09 + 1085,5) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3092,59 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1650,13 + 461,8) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2111,93 \text{ N}$$

**a. Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y$$

**b. Moment en appuis intermédiaires :**

$$M_{ax} = 0,50 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0,50 \times M_y$$

**Tableau V.3 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travée [N.m]	M appuis [N.m]	M travée [N.m]	M appuis [N.m]
<b>Sens X-X</b>	3135,13	2090,09	2319,44	1546,29
<b>Sens Y-Y</b>	1966,94	1311,29	1583,95	1055,97

**V.5- Calcul des ferrillages :**

❖ **Sens x-x :**

**a) En travée :**

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 3135,13 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3135,13}{14,2 \times 100 \times (18,5)^2} = 0,0065$$

$$\mu = 0,0065 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0082$$

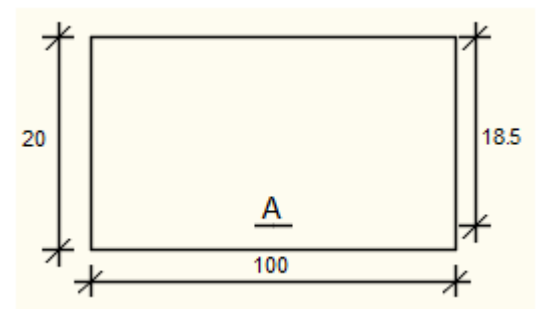
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3135,13}{348 \times 0,997 \times 18,5} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$



**Fig. V.6 :** Section de calcul en travée (x-x).

- Choix des armatures:

$$5T10 \longrightarrow A=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 2319,44 \text{ N.m}$$

Flexion simple

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

Acier FeE400

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{3135,13}{2319,44} = 1,36$$

$$\alpha = 0,0082 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

### b) En appuis :

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

$$M_{\text{ax}}^u = 2090,09 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{\text{ax}}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2090,09}{14,2 \times 100 \times (18,5)^2} = 0,0043$$

$$\mu = 0,0043 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0054$$

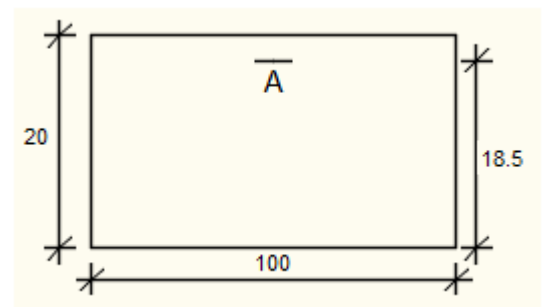
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{\text{ax}}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2090,09}{348 \times 0,998 \times 18,5} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$



**Fig. V.7:** Section de calcul en appuis (x-x).

- Choix des armatures :

5T10 → A=3,93 cm<sup>2</sup>/ml

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = 1546,29 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'z

Acier FeE400

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

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2090,09}{1546,29} = 1,36$

$$\alpha = 0,0060 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ<sub>s</sub>))

$$\Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

❖ Sens Y-Y :

a) En travée :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ty}^u = 1966,94 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures

comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1966,94}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,0045$$

$$\mu = 0,0045 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0056$$

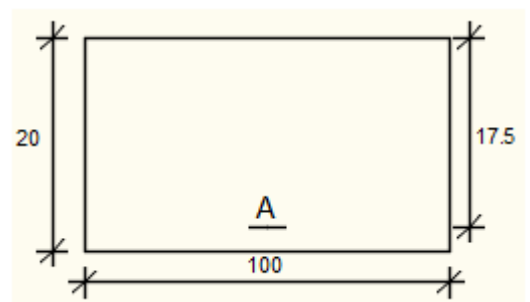
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1966,94}{348 \times 0,997 \times 17,5} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

Acier FeE400 : A<sub>min</sub> = 0,0008 × b × h = 1,6 cm<sup>2</sup>



**Fig. V.8** : Section de calcul en travée (y-y).

- Choix des armatures:

5T10  $\longrightarrow$   $A=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

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

$$M_t^{\text{ser}} = 1583,95 \text{ N.m}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{1966,94}{1583,95} = 1,24$$

$$\alpha = 0,0051 < \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

a) En appuis :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ay}^u = 1311,29 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1311,29}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,0030$$

$$\mu = 0,0030 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0038$$

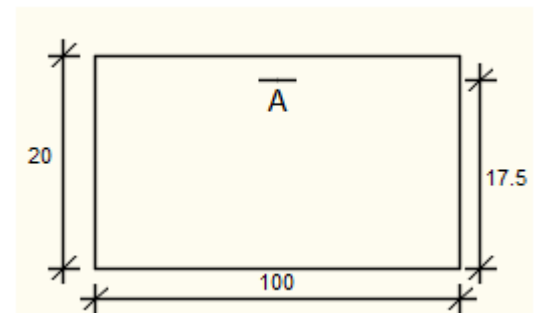
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1311,29}{348 \times 0,998 \times 17,5} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$



**Fig. V.9:** Section de calcul en appuis (y-y).

- Choix des armatures:

$$5T10 \longrightarrow A=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

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

$$M_t^{\text{ser}} = 1055,97 \text{ N.m}$$

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{1311,29}{1055,97} = 1,24$$

$$\alpha = 0,0038 < \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

#### **V.6- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_{\text{max}}^u = q_u^a + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_{\text{max}}^u = 1301,14 + 825 \times \frac{1,40}{2} \Rightarrow T_{\text{max}}^u = 1878,64 \text{ daN}$$

- Calcul :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}^u}{b \times d} = \frac{18786,4}{100 \times 18,5 \times 100} = 0,10 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,10 < \bar{\tau}_{ad} = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

#### **V.7- Vérification de la flèche :**

➤ Condition de la flèche : [CBA93/B.7.5]

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$$

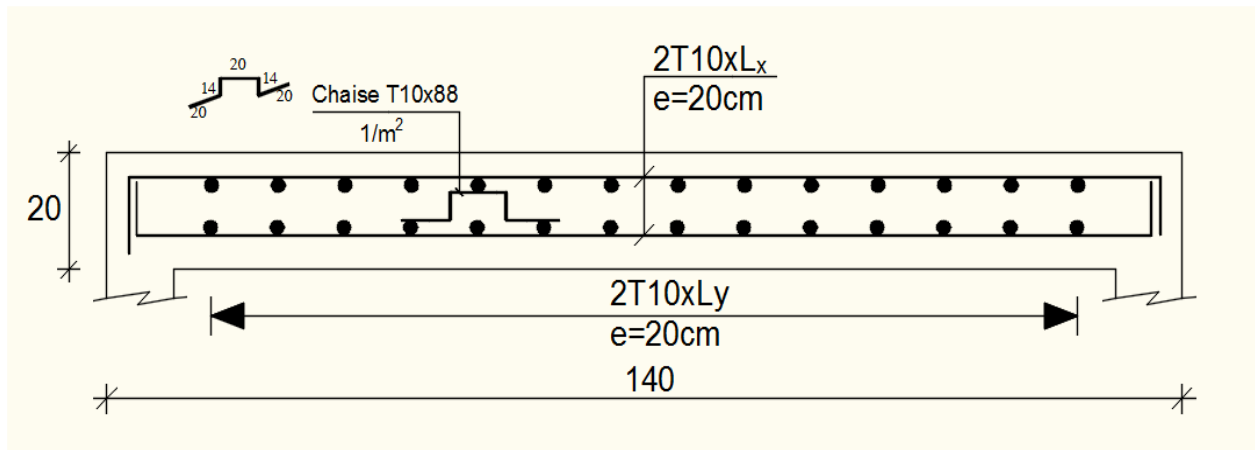
$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0,20}{1,40} = 0,143 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{2319,44}{20 \times 3092,59} = 0,0375 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 18,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0021 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

**Conclusion** : les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure V.10:** Ferrailage de la dalle pleine.

**Chapitre VI**  
**Etude dynamique et sismique**

## VI. Etude dynamique et sismique

### VI.1- Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ETABS** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** ».

### VI.2- Niveau d'application de l'action sismique :

L'action sismique a l'originalité d'être un chargement défini par un mouvement du sol en surface. Dans ce cas, l'action sismique est directement appliquée au niveau de la base de structure. Le niveau du sous-sol est considéré comme **une boîte rigide dans le sol**.

### VI.3- Modélisation :

#### A. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

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.

**B. Modélisation de la rigidité :**

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.
- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

**C. Modélisation de la masse :**

- Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  (imposée par le **L'RPA99/Version2003**), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas  $\beta = 0.2$ ). [**RPA99/V2003-Tableau4.5**]  
 $W = G + \beta Q$  [**Formule 4.5**]
- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : **2.5t /m3**.

**VI.4- Présentation du logiciel « ETABS » :**

L'Etabs est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété de 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 possibilité de création du modèle ;
- Il calcul automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « **vérifier structure** » 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  **$\sigma$** ).

**V.4.1- Etapas de la modélisation :**

Pour la modélisation ; nous avons suivi les étapes suivantes :

1. opter pour un système d'unités (KN ; m).
2. définition de la géométrie de base.

3. Définition des matériaux.
4. Définition des sections.
5. Définition de l'élément dalle.
6. Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
7. Définition des charges à appliquer.
8. Introduction du spectre de réponse à appliquer.
9. Définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes:

**[RPA99/V2003-Article5.2]**

C1 : G+Q

C2 : 1,35G+1,5Q

C3 : G+Q+Ex

C4 : G+Q+Ey

C5 : G+Q-Ex

C6 : G+Q-Ey

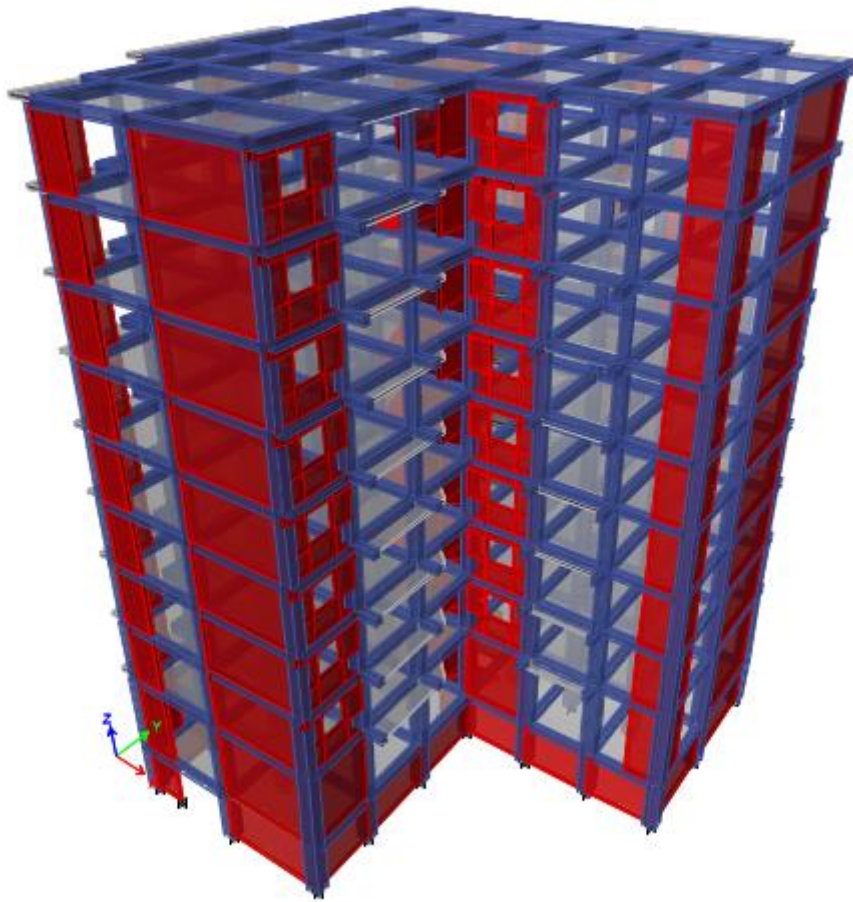
C7 : 0,8G+Ex

C8 : 0,8G+Ey

C9 : 0,8G-Ex

C10 : 0,8G-Ey

10. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
11. Ajouter un diaphragme à chaque plancher.
12. Définir les conditions aux limites :
13. lancer l'analyse.
14. Ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, les taux de participation de la masse pour avoir si le nombre de modes choisis est suffisant.
15. Visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.



**Fig.VI.1** : Interface de l'Etabs.

### **VI.5- Critères de classification par le RPA 99/V2003 :**

#### **VI.5.1- Classification des zones sismiques : [RPA99/V2003-Article3.1]**

Wilaya de Mostaganem : groupe de communes C La zone est de : Zone II-a.

#### **VI.5.2- Classification de l'ouvrage : [RPA99/V2003-Article3.2]**

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective et commercial, il sera classé en Groupe 2.

#### **VI.5.3- Classification des sites : [RPA99/V2003-Article3.3]**

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

**VI.6- Choix de la méthode de calcul par le RPA 99/V2003 : [RPA99/V2003-Article4.1]****VI.6.1- Méthodes utilisables : [RPA99/V2003-Article4.1.1]**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "RPA99 modifié en 2003". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

**VI.6.2- Méthode statique équivalente :**

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente** : [RPA99/V2003-Article4.1.2]

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :  
Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation.

[RPA99/V2003-Article 3.5]

**Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**VI.6.3- La méthode modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

**Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales à 90%.
- 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.

### VI.7- Méthode dynamique modale spectrale :

#### VI.7.1- Spectre de réponse de calcul :

Selon **Le RPA99/Version2003** ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul : [RPA99/V2003-Formule 4-13]

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

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**g** : Accélération de la pesanteur ; **g=9,81m/s<sup>2</sup>**

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**ξ**: Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité.

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D** :

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [\text{RPA99/V2003-Formule 4-2}]$$

- **Périodes caractéristiques  $T_1, T_2$  :**

Pour un site type  $S_3$  :  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  ;  $T_2 = 0.5 \text{ s}$  [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

- **Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,88 \dots (\xi = 7\%)$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense) [RPA99/V2003-Tableau 4.2]

$\eta = 0.88$

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99.

- $T$  : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dx}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dy}} \right\}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$$h_N = 31.66m$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_T = 0,05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 23,25 \text{ m}$$

$$D_y = 24,35 \text{ m}$$

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T_1 = 0,05 \times (31,66)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T_1 = \mathbf{0,67s}$$

$$T_2 = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

➤ **Sens X-X :**

$$h_N = 31,66 \text{ m}$$

$$D_x = 23,25 \text{ m}$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 31,66}{\sqrt{23,25}} \Rightarrow T_x = \mathbf{0,59s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2(S_3) = \mathbf{0,5s}$$

$$T_2 = 0,5s \leq T_x = 0,59s < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Avec : } \eta = 0,88$$

$$D_x = \mathbf{1,97}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$h_N = 31,66 \text{ m}$$

$$D_y = 24,35 \text{ m}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 31,66}{\sqrt{24,35}} \Rightarrow T_y = \mathbf{0,58s}$$

Donc:

$$\text{On a: } T_2(S_3) = \mathbf{0,5s}$$

$$T_2 = 0,5s \leq T_x = 0,58s < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Avec : } \eta = 0,88$$

$$D_y = \mathbf{2,0}$$

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}, \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

$$T = \min\{0,67s; 0,59s; 0,58s\}$$

**T=0,58s**

- **Coefficient d'accélération de zone A** : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A= 0,15**

- **Coefficient de comportement R** : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

Le contreventement mixte avec interaction (**R =3.5**)

- **Facteur de qualité Q** : [RPA99/V2003-Tableau 4.4]

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q = 1 + ΣP<sub>q</sub>** [Formule 4.4]

**P<sub>q</sub>**: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

**Tableau : VI.1:** Pénalités du facteur de qualité **P<sub>q</sub>**

Critère « q »	P <sub>q</sub>	
	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

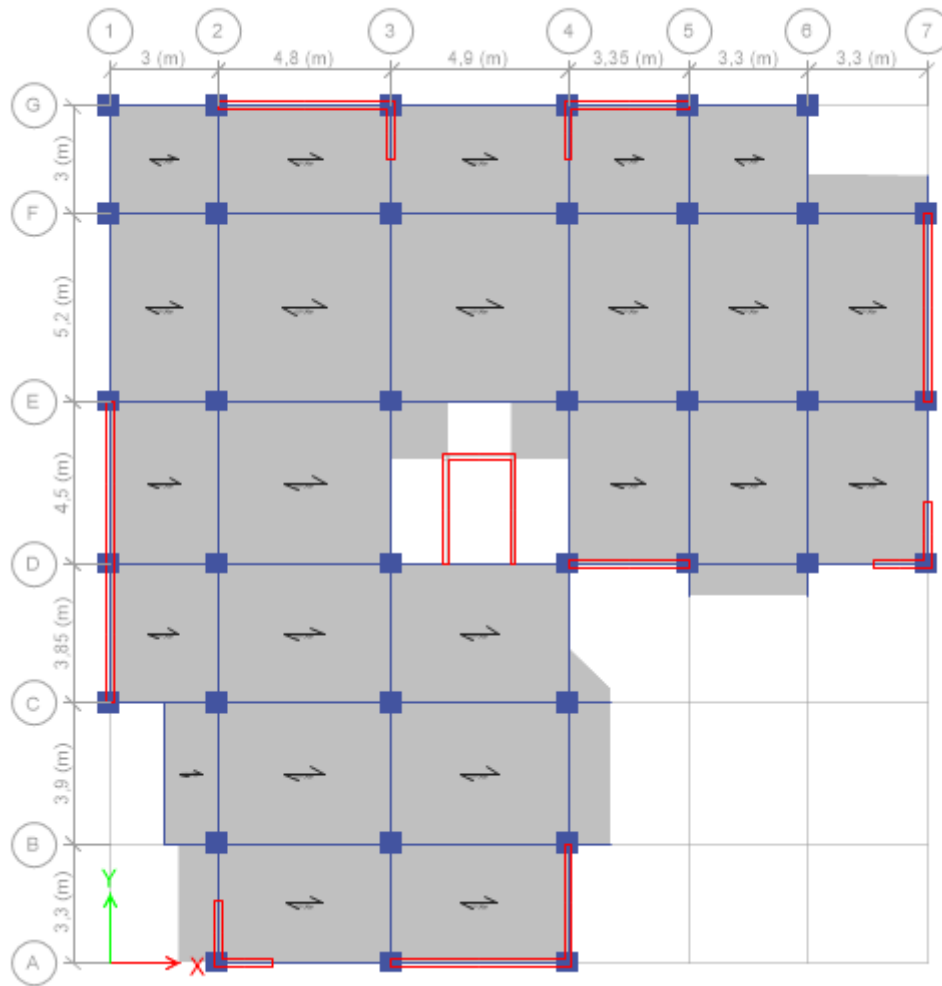
Avec :

**P<sub>q</sub> = 0,05 ou 0,10 → Non observée, P<sub>q</sub> = 0 → Observée**

$$Q_x = 1 + \sum_{1}^6 P_{qx} = 1 + 0,35 = 1,35$$

$$Q_y = 1 + \sum_{1}^6 P_{qy} = 1 + 0,35 = 1,35$$

$$Q_x = Q_y = 1,35$$



**Fig.VI.2** : Disposition des voies.

**VI.8- 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 (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$ ,

$X_i, Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère global

**B. Détermination de centre de torsion par étage :**

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$

**Remarque :**

Les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel **Etabs** : (tableau VI.1)

**C. Calcul de l'excentricité :**• **Excentricité théorique :**

$$e_x = | X_G - X_T |$$

$$e_y = | Y_G - Y_T |$$

• **Excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimisé par décalage du centre de masse d'une quantité de (5%L)..... [RPA99 version 2003/4.2.7]

$L$  : Plus grande dimension de bâtiment.

$L_{max} = 24,35\text{m}$

$$e_{acc} = 5\% \times L_{max} = 0.05 \times 23,45 = 1.22 \text{ m}$$

**Donc :**

Sens X :  $e_x \text{ cal} = \max (e_{acc}, e_x \text{ the})$  et

Sens Y :  $e_y \text{ cal} = \max (e_{acc}, e_y \text{ the})$ .

**Tableau VI.2** : Tableau récapitulatif des centres de masse et torsion et l'excentricité.

Niveau	Centre de masse [ETABS]		Centre de Rigidité [ETABS]		L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	L'excentricité calcule	
	X <sub>G</sub> [m]	Y <sub>G</sub> [m]	X <sub>T</sub> [m]	Y <sub>T</sub> [m]	e <sub>x</sub> <sup>the</sup> [m]	e <sub>y</sub> <sup>the</sup> [m]	e <sup>acc</sup> [m]	e <sub>x</sub> =Max (e <sub>acc</sub> ; e <sub>x</sub> <sup>the</sup> ) [m]	e <sub>y</sub> =Max (e <sub>acc</sub> ; e <sub>y</sub> <sup>the</sup> ) [m]
8 <sup>ème</sup> étage	9,66	13,54	9,84	12,81	0,18	0,74	1,22	1,22	1,22
7 <sup>ème</sup> étage	9,75	13,41	9,79	12,81	0,04	0,59	1,22	1,22	1,22
6 <sup>ème</sup> étage	9,76	13,38	9,74	12,80	0,02	0,58	1,22	1,22	1,22
5 <sup>ème</sup> étage	9,79	13,36	9,69	12,80	0,10	0,56	1,22	1,22	1,22
4 <sup>ème</sup> étage	9,92	13,40	9,64	12,80	0,28	0,60	1,22	1,22	1,22
3 <sup>ème</sup> étage	9,93	13,40	9,57	12,86	0,36	0,55	1,22	1,22	1,22
2 <sup>ème</sup> étage	9,94	13,39	9,56	12,96	0,38	0,43	1,22	1,22	1,22
1 <sup>ème</sup> étage	9,95	13,39	9,53	13,26	0,41	0,13	1,22	1,22	1,22
RDC	9,95	13,40	9,40	14,03	0,55	0,64	1,22	1,22	1,22

**VI.9- Vérification des conditions du RPA99/Version2003 :****VI.9.1- Résultante des forces sismiques de calcul : [RPA99/V2003-Article 4-3-6]**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, c'est-à-dire :  $V_t > 0,8 V$ .

**VI.9.2- Calcul de la force sismique totale V : [RPA99/V2003-Article4.2.3]**

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

W : Poids total de la structure

❖ **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

$$W_{\text{sans sous/sol}} = 41843,3763 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_s^x = \frac{0,15 \times 1,97 \times 1,35}{3,5} \times 41843,3763 \Rightarrow V_s^x = 4769,248 \text{ KN}$$

$$V_s^y = \frac{0,15 \times 2 \times 1,35}{3,5} \times 41843,3763 \Rightarrow V_s^y = 4841,876 \text{ KN}$$

- **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

$$V_d^x = 5255,888 \text{ KN}$$

$$V_d^y = 5566,418 \text{ KN}$$

$$V_s^x = 4769,248 \times 0,8 = 3815,398 \text{ KN} < V_d^x = 5255,888 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

$$V_s^y = 4841,876 \times 0,8 = 3873,350 \text{ KN} < V_d^y = 5566,418 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

**VI.9.3- Périodes et facteurs de participation modale :**

- **Nombre de modes à considérer : [RPA99/V2003-Article 4.3.4]**

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  est la période du mode K.

$$N = 10 \text{ niveaux} \Rightarrow K \geq 3\sqrt{10} = 9,49 \Rightarrow K = 18 \text{ modes.}$$

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 18 pour que la somme des masses modales effectives sont aux moins égales à 90%.

**Tableau .VI.3** : périodes, modes et facteurs de participation massique

Mode	Periode [sec]	UX [%]	UY [%]	Sum UX [%]	Sum UY [%]
1	<b>0,73</b>	<b>61,1</b>	<b>0,7</b>	61,1	0,7
2	0,66	<b>0,7</b>	<b>60,7</b>	61,8	61,4
3	0,50	<b>0,4</b>	<b>0,0</b>	62,1	61,4
4	0,19	16,0	0,4	78,2	61,8
5	0,17	0,4	17,2	78,6	79,0
6	0,12	0,3	0,0	78,8	79,0
7	0,09	1,8	0,0	80,7	79,0
8	0,09	4,2	0,1	84,9	79,1
9	0,08	0,1	6,3	85,0	85,4
10	0,06	2,0	0,0	86,9	85,4
11	0,06	1,6	0,1	88,6	85,5
12	0,05	0,0	3,5	88,6	89,0
13	0,05	0,0	0,0	88,6	89,0
14	0,04	2,3	0,0	<b>90,9</b>	89,0
15	0,04	0,1	0,0	91,0	89,0
16	0,04	0,0	0,1	91,0	89,1
17	0,04	0,2	0	91,2	89,1
18	0,04	0,0	1,2	91,2	<b>90,0</b>

- **Vérifications de la période : [RPA99/V2003-Article 4.2.4]**

Le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e$  estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dyn} = 0,73s$$

$$T_e = 0,58s$$

On a :

$$\text{Sens X-X} : 1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,59 = 0,76 s > T_{dyn} = 0,73 s \text{ (condition vérifiée).}$$

$$\text{Sens Y-Y} : 1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,58 = 0,75 s > T_{dyn} = 0,66 s \text{ (condition vérifiée).}$$

- ❖ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (xx) et (yy), successivement.
  - ❖ Le troisième mode est un mode de torsion.
  - ❖ Les 18 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le [RPA99/V2003-Article 4.3.4]
- **Direction xx : 14<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = 91,9 %**
  - **Direction yy : 18<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = 90,0 %**

#### **VI.9.4- Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 7.2}]$$

Où

V : Effort normal réduit.

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en [N]

$B_c$  : section du poteau en [mm<sup>2</sup>]

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- ❖ **Remarque** : l'effort normal est donné par le logiciel Etabs :

$$N_d = 2538,1445 \text{ KN} = 2538144,5 \text{ N}$$

$$B_c = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{2538144,5}{25 \times 360000} = 0,282 \leq 0,3 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

#### **VI.9.5- Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad [\text{RPA99/V2003} - \text{Formule 4.19}]$$

$\delta_{ek}$  : déplacement due aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau ( K ) par rapport au niveau ( K-1 ) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- ❖ **Remarque** : Le déplacement due aux forces sismique est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{3060}{100} = 30,6 \text{ mm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{4080}{100} = 40,8 \text{ mm}$$

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{2500}{100} = 25 \text{ mm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4** : Vérification des déformations

Niveaux	h [mm]	$\delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{eky}$ [mm]	$\delta_{kx} = R*\delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{ky} = R*\delta_{eky}$ [mm]	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ [mm]	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ [mm]	0,01h [mm]	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
8 <sup>ème</sup> étage	3060	31,228	27,683	109,299	96,891	13,180	12,062	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
7 <sup>ème</sup> étage	3060	27,462	24,237	96,119	84,829	13,526	12,406	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup> étage	3060	23,598	20,692	82,593	72,422	13,911	12,598	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
5 <sup>ème</sup> étage	3060	19,624	17,093	68,682	59,824	13,768	12,333	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> étage	3060	15,690	13,569	54,914	47,491	13,508	11,966	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
3 <sup>ème</sup> étage	3060	11,830	10,150	41,406	35,525	12,603	10,986	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> étage	3060	8,230	7,011	28,803	24,539	11,257	9,668	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup> étage	3060	5,013	4,249	17,547	14,870	9,183	7,775	30,6	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
RDC	4080	2,390	2,027	8,364	7,095	7,375	6,222	40,8	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>
Sous-sol	2500	0,283	0,249	0,989	0,873	0,989	0,873	25	<b>vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>

**VI.9.6- Vérification de l'effet  $P - \Delta$  : [RPA99/V2003-Article 5.9]**

Les effets du 2<sup>nd</sup> ordre ou effet ( $P - \Delta$ ) peuvent être **négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux** :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$ .
- Si  $\theta_K > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau ('K').

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

$h_K$  : Hauteur de l'étage ('K').

**Tableau VI.5:** Vérification de l'effet( $P - \Delta$ ) sens xx

Niveaux	h [mm]	$V_{Kx}$ [KN]	$P_K$ [KN]	$\Delta_{Kx}$ [mm]	$\Theta_x$	Observation $\Theta \leq 0.10$
8 <sup>ème</sup> étage	3060	1282,2102	4939,4409	13,180	0,017	<b>vérifiée</b>
7 <sup>ème</sup> étage	3060	2163,4157	9251,9743	13,526	0,019	<b>vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup> étage	3060	2868,3523	13556,3077	13,911	0,021	<b>vérifiée</b>
5 <sup>ème</sup> étage	3060	3450,1411	18059,7131	13,768	0,024	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> étage	3060	3952,7247	22563,1185	13,508	0,025	<b>vérifiée</b>
3 <sup>ème</sup> étage	3060	4378,5715	27207,4227	12,603	0,026	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> étage	3060	4726,5695	31708,5683	11,257	0,025	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup> étage	3060	4990,7947	36348,8651	9,183	0,022	<b>vérifiée</b>
RDC	4080	5189,7228	41843,3763	7,375	0,015	<b>vérifiée</b>
Sous-sol	2500	5255,8837	48840,0052	0,989	0,004	<b>vérifiée</b>

**Tableau VI.6:** Vérification de l'effet( $P - \Delta$ ) sens yy

Niveaux	h [mm]	$V_{ky}$ [KN]	$P_K$ [KN]	$\Delta_{ky}$ [mm]	$\Theta_Y$	Observation $\Theta \leq 0.10$
8 <sup>ème</sup> étage	3060	1362,7977	4939,4409	12,062	0,014	<b>vérifiée</b>
7 <sup>ème</sup> étage	3060	2307,5625	9251,9743	12,406	0,016	<b>vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup> étage	3060	3056,1903	13556,3077	12,598	0,018	<b>vérifiée</b>
5 <sup>ème</sup> étage	3060	3682,3229	18059,7131	12,333	0,020	<b>vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> étage	3060	4212,9782	22563,1185	11,966	0,021	<b>vérifiée</b>
3 <sup>ème</sup> étage	3060	4662,4896	27207,4227	10,986	0,021	<b>vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> étage	3060	5021,7444	31708,5683	9,668	0,020	<b>vérifiée</b>
1 <sup>ème</sup> étage	3060	5295,866	36348,8651	7,775	0,017	<b>vérifiée</b>
RDC	4080	5502,6926	41843,3763	6,222	0,012	<b>vérifiée</b>
Sous-sol	2500	5566,418	48840,0052	0,873	0,003	<b>vérifiée</b>

**VI.9.7- Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement : [RPA99/V2003-Article 3.4]**

D'après **l'Article 3.4 RPA99/V2003** ; le système est constitué uniquement de voile Ou de voile et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises Uniquement par les voiles.

**Tableau VI.7:** Tableaux des charges verticales portées par les voiles

Niveaux	Charges Portées par Voiles [KN]	Charges Portées par Poteaux [KN]	Total [KN]	Pourcentage [KN]	
8 <sup>ème</sup> étage	2447,9149	4640,3278	7088,2427	34,53	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	6105,2445	8048,6466	14153,8911	43,13	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	9920,3851	11659,9601	21580,3452	45,96	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	12467,2338	15326,0113	27793,2451	44,85	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	15873,2962	19298,3057	35171,6019	45,13	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	18396,5182	23411,7563	41808,2745	44,00	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	21570,8717	27775,9084	49346,7801	43,71	vérifiée
1 <sup>ème</sup> étage	23311,7099	32302,9099	55614,6198	41,91	vérifiée
RDC	26736,8612	37080,5284	63817,3896	41,89	vérifiée
Sous-sol	35601,8331	39373,2522	74975,0852	47,48	vérifiée

**Conclusion :**

Donc le choix de R est satisfaisant, on prend  $R = 3,5$  c.à.d. un système voiles porteurs.

**Chapitre VII**  
**Etude des portiques**

## VII. Etude des portiques

### VII.1- Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres)

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

### VII.2- Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur  $h \geq (4 \times e)$  qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

### VII.3- Ferraillage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

#### VII.3.1- Combinaisons d'actions :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  Etat Limite ultime.
- $G+Q \longrightarrow$  Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Etabs 2016**.

**VII.3.2- Ferrailage des poutres :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : **(30×45) cm<sup>2</sup>**.
- Poutres secondaires : **(30×35) cm<sup>2</sup>**.

**a) Ferraillages réglementaires :****1) Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :****➤ Armature longitudinale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales :  $0.5\% \times B$  en zone II<sub>a</sub>.
- Armatures maximale  $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de :  $40.\emptyset$  en zone II<sub>a</sub>.

Avec : **B** : Section de la poutre.

**➤ Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \text{ min} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

**Avec :**

**b** : Largeur de la section.

**S** : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

En dehors de la zone nodale :

- $S = \frac{h}{2}$

**2) Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

**b) Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Etabs 2016" ; on obtient les résultats suivants :

**Tableau.VII.1 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x45)	Poutres secondaires (30x35)
<b>E.L.U</b> <b>(1,35G+1,5Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	97,1096	41,1438
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-134,1177	-50,2385
	N [kN]	0	0
<b>E.L.S (G+Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	70,9772	29,8567
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-97,4989	-36,5033
	N [kN]	0	0
<b>A.C.C</b> <b>(G+Q±E)</b> <b>(0,8 G ± E)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	201,491	95,5964
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-235,491	-111,6038
	N [kN]	0	0
<b>Effort Tranchant</b>	T [kN]	197,4982	219,4174

➤ **Armatures longitudinales :**

**1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

**2. Conditions imposées le BAEL91 :**

- **Poutre principale :**

$h=45 \text{ cm}$ ;  $b=30 \text{ cm}$ ;  $d=0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

$h=35$  cm;  $b=30$  cm;  $d=0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5$  cm

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

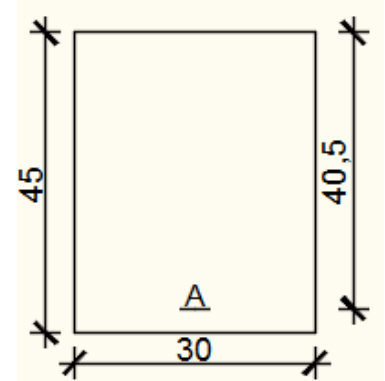
### 3. **Exemple de Calcul :** Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup>

#### A. **En travée :**

- ❖ **Situation durable et transitoire :**

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

$$M_t^u = 97,1096 \text{ KN.m} = 97109,6 \text{ N.m}$$



**Fig.VII.1:** Section de calcul en travée.

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{97109,6}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,139$$

$$\mu = 0,139 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,188$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,925$$

- **Détermination des armatures :**

$$A^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{97109,6}{348 \times 0,925 \times 40,5} = 7,45 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{\text{acc}} = 201,491 \text{ KN.m} = 201491 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{201491}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,221$$

$$\mu = 0,221 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,316$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,873$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{201491}{400 \times 0,873 \times 40,5} = 14,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 14,2 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$4T14 + 4T16 \longrightarrow A = 14,20 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^s = 70,9772 \text{ KN.m} = 70977,2 \text{ N.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{97109,6}{70977,2} = 1,37$$

$$\alpha = 0,188 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

### B. En appuis :

- ❖ Cas fondamentaux :

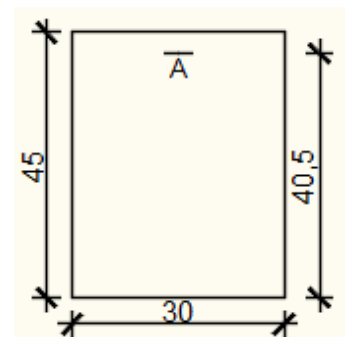
- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = 134,1177 \text{ KN.m} = 137114,7 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{137114,7}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,196$$

$$\mu = 0,196 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$



**Fig.VII.2:** Section de calcul en Appuis.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,275$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,890$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{137114,7}{348 \times 0,890 \times 40,5} = 10,93 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{\text{acc}} = 235,491 \text{ KN.m} = 235491 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{235491}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,259$$

$$\mu = 0,259 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,382$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,847$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{235491}{400 \times 0,847 \times 40,5} = 17,2 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\text{acc}}) \Rightarrow A_a = 17,2 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$6T16 + 2T20 \longrightarrow A = 18,34 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = 97,4989 \text{ KN.m} = 97498,9 \text{ N.m}$$

Flexion simple

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

$$\text{Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{137114,7}{97498,9} = 1,40$$

$$\alpha = 0,382 < \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

### c) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à  $45^\circ$  par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 197,4982 \text{ KN} = 197498 \text{ N}$$

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

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } : a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 197498 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

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

#### b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

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

$$A_{inf} = 6,03 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 197498 + \frac{137114,7}{0,9 \times 36,45} \right] \times 10^{-2} = 5,79 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

#### c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{137114,7}{30 \times 40,5 \times 10^2} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} : \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

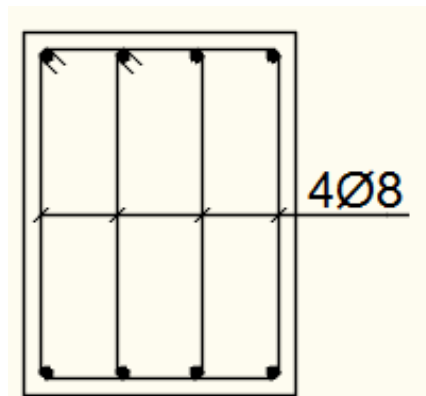
- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \text{ min}}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,47\right) = 1,47 \text{ cm} = 14,7 \text{ mm}$$

On prend :

$\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  (2cadre).



**Fig. VII. 3:** Armatures transversales.

- L'espaceur des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (1,13 - 0,3 \times 2,1)} = 25,19 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(36,45; 40) = 36,45 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 2}].$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 25,19 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA99 (version2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 ; \emptyset \right) = \min \left( \frac{45}{4} ; 12 \times 1,47 \right) = 11,25 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Donc :

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

**e. Vérification des armatures transversales:**

➤ Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,15 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

**f. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\emptyset_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

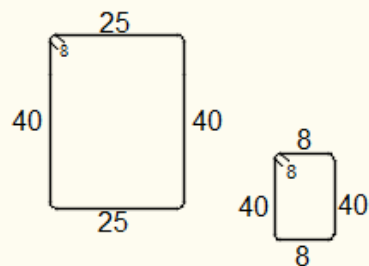
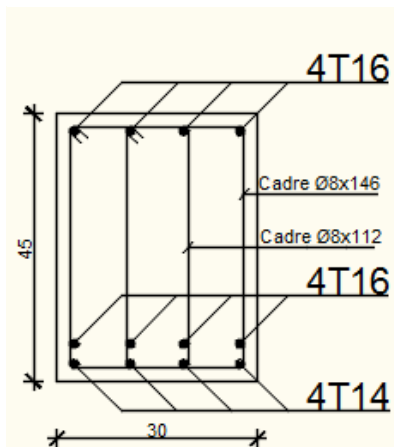
La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

**Remarque** : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

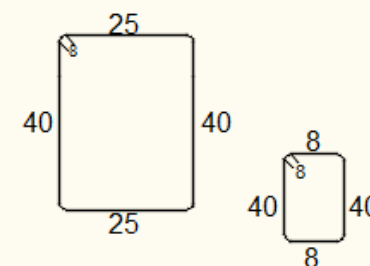
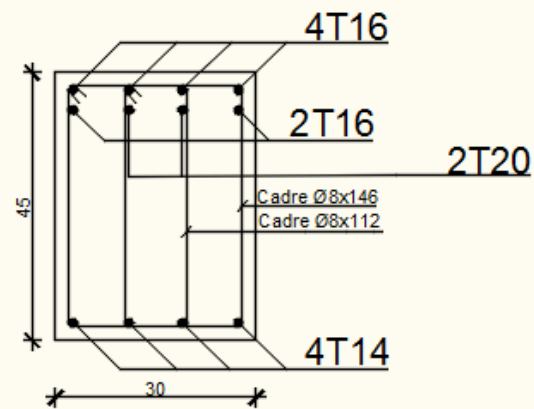
**Tableau VII.2** : Tableau récapitulatif de ferrillages des poutres principales et secondaires.

Type des poutres		A min (cm <sup>2</sup> )		A cal [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	A corr [cm <sup>2</sup> ]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm <sup>2</sup> ]	RPA99 V(2003) [cm <sup>2</sup> ]				
poutres principales (30x45)	Travées	1,47	6,75	14,2	<b>4T14 + 4T16</b>	14,2	<b>64</b>
	Appuis	1,47	6,75	17,2	<b>6T16 + 2T20</b>	18,34	<b>80</b>
poutres secondaires (30x35)	Travées	1,14	5,25	8,4	<b>2T12 + 4T14</b>	8,42	<b>56</b>
	Appuis	1,14	5,25	10,0	<b>3T14 + 3T16</b>	10,65	<b>64</b>

• **En travée**

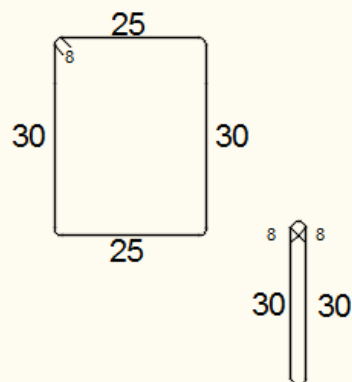
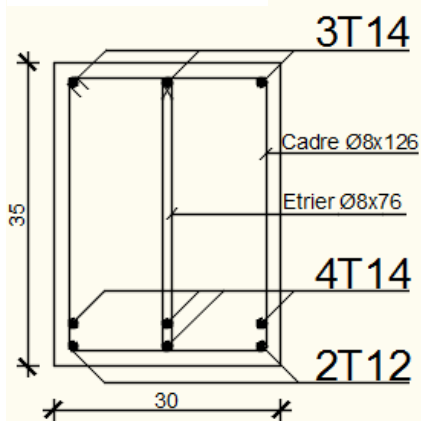


• **En appui**

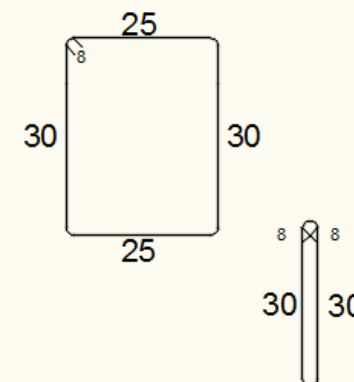
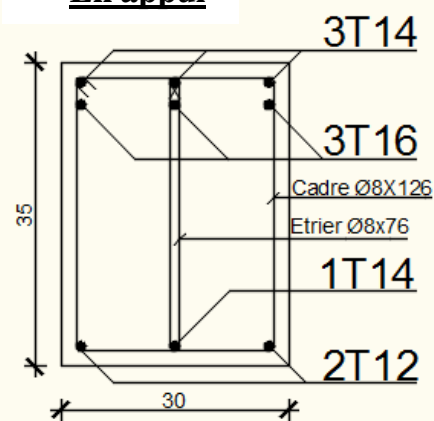


**Fig.VII.4 :** Ferrailage des poutres Principales.

• **En travée**



• **En appui**



**Fig.VII.5 :** Ferrailage des poutres Secondaires.

### VII.3.3- Etude des poteaux :

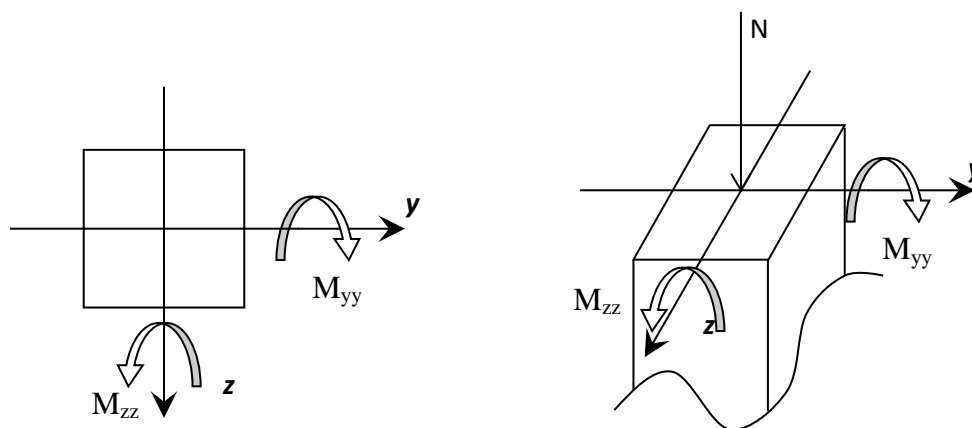
#### ➤ Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{y-y}$ ,  $M_{z-z}$ ) (voir fig. VII.3.3.1),



**Fig.VII.6:** Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- ❖ Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- ❖ Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

- **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprimée si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec  $M_1$  : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée  $\Rightarrow$  le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérisé par  $\epsilon_b = 2\%$  pour la fibre située à  $\frac{3}{7}$  de la fibre la plus comprimée

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

### **VII. 3.3.1- Combinaison de charges :**

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  Etat Limite ultime.
- $G+Q \longrightarrow$  Etat Limite de service.
- $G$

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

### **VII.3.3.2- Principe de calcul :**

1)  $N^{\max}, M_{zz \text{ corr}}$

2)  $N^{\max}, M_{yy \text{ corr}}$

3)  $M_{zz}^{\max}, N_{\text{corr}}$

4)  $M_{yy}^{\max}, N_{\text{corr}}$

5)  $N^{\min}, M_{zz \text{ corr}}$

6)  $N^{\min}, M_{yy \text{ corr}}$

### **VII.3.3.3- Ferrailage des poteaux :**

a) **Ferrailage réglementaire :**

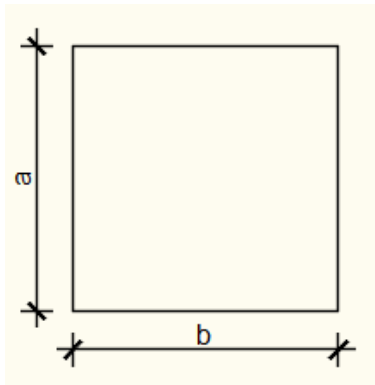
1) **Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :**

➤ **Armatures longitudinales :**

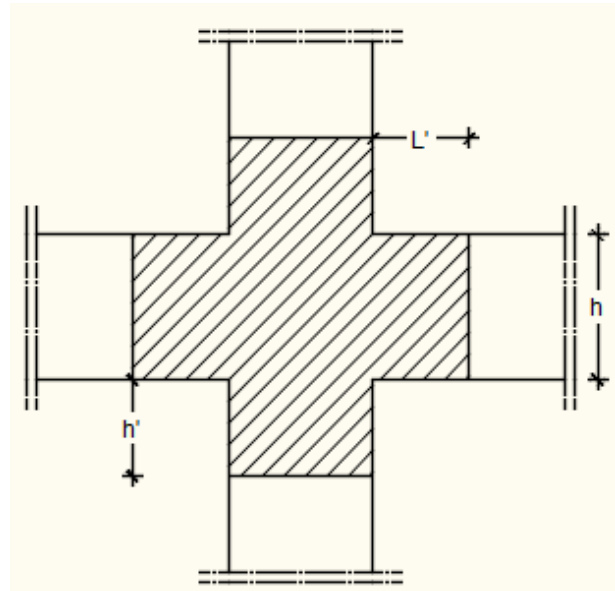
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
  - ✓  $40 \Phi$  en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
  - ✓  $L' = 2h$
  - ✓  $h' = \max(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm})$



**Fig. VII.7:** Section de calcul du poteau



**Fig. VII.8:** zone nodale [RPA99/2003.Fig.7.2].

Avec :

$h$ : la hauteur de la poutre ;

$b$  et  $a$  : dimension du poteau et

$h_e$ : la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

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  $\lambda_g$ .

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$\delta_t$ : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \dots\dots\dots(\text{zone IIa})$ .
- ✓ Zone courante :  $\delta_t \leq 15.\varnothing_L \dots\dots\dots(\text{zone IIa})$ .

$\varnothing_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$  en % est donnée comme suit :

- Si:  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si:  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si:  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

## 2) Règlement BAEL91 :

### ➤ Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- ✓  $A_L \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$
  - ✓  $0,1 \% B \leq A_L \leq 4\% B$
- } Pour section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{\min} \geq \max \left[ 0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

### ➤ Armature transversale : [BAEL91/A.8.1.3]

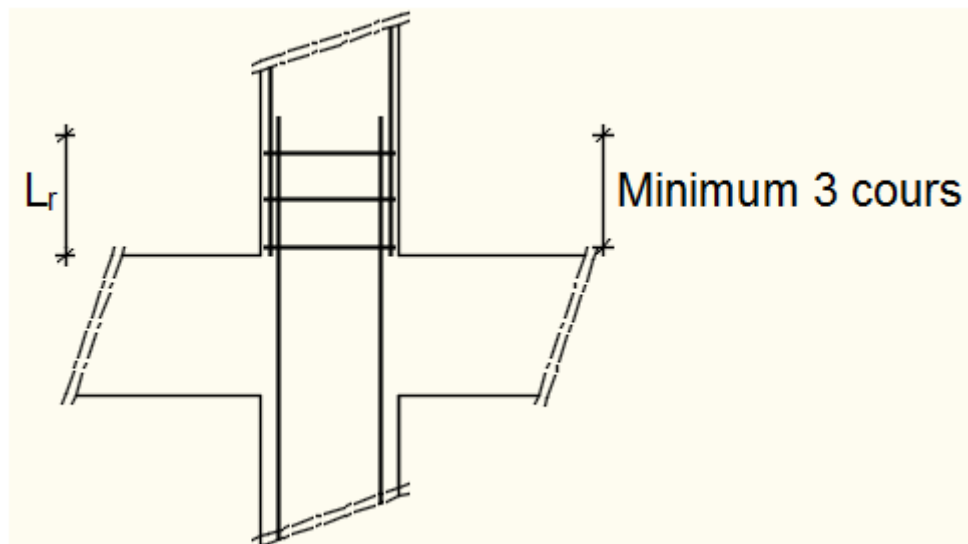
Le diamètre minimal des armatures transversales:  $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{L \max}}{3}$

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

$\varnothing_{L\min}$  : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.



**Fig. VII.9:** Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

$L_r$  = Longueur de recouvrement

❖ **Les types de poteaux :**

Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

**Tableau VII.3 :** Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]
1	sous-sol et RDC	(60 × 60)
2	1 <sup>er</sup> étage	(55 × 55)
3	2 <sup>ème</sup> - 3 <sup>ème</sup> étage	(50 × 50)
4	4 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup> étage	(45 × 45)
5	6 <sup>ème</sup> - 7 <sup>ème</sup> étage	(35 × 35)
6	8 <sup>ème</sup> étage	(30 × 30)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ( $1,35G+1,5Q$ ) pour la situation durable et ( $G+Q\pm E$ )

( $0,8G\pm E$ ) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

**Tableau VII.4:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section [cm <sup>2</sup> ]		Poteau (60×60)	Poteau (55×55)	Poteau (50×50)	Poteau (45×45)	Poteau (35×35)	Poteau (30×30)	
	Sollicitations		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	
<b>E.L.U</b> <b>1,35 G + 1,5 Q</b>	<b>Cas1</b>	N <sup>max</sup> [KN]	-2538,29	-1871,19	-1624,99	-1156,48	-710,67	-275,87	
		M <sub>z</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	6,47	11,60	5,38	12,50	19,02	15,06	
	<b>Cas2</b>	N <sup>max</sup> [KN]	-2538,29	-1871,19	-1624,99	-1156,48	-710,67	-275,87	
		M <sub>y</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	23,48	4,20	5,45	0,85	0,28	0,06	
	<b>Cas3</b>	M <sub>z</sub> <sup>max</sup> [KN.m]	84,29	76,21	81,24	90,31	69,55	47,77	
		N <sup>cor</sup> [KN]	-1846,16	-1627,29	-723,87	-488,04	-421,92	-180,46	
	<b>Cas4</b>	M <sub>y</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	60,19	44,44	54,44	66,09	38,77	19,23	
		N <sup>cor</sup> [KN]	-557,67	-869,26	-814,99	-556,52	-328,13	-188,14	
	<b>Cas5</b>	N <sup>min</sup> [KN]	-302,28	-463,12	-313,63	-178,10	-44,44	-4,07	
		M <sub>z</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	1,62	0,02	1,28	0,86	9,84	6,73	
	<b>Cas6</b>	N <sup>min</sup> [KN]	-302,28	-463,12	-313,63	-178,10	-44,44	-4,07	
		M <sub>y</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	6,73	1,25	0,15	0,48	4,71	4,13	
	<b>ACC</b> <b>G+Q+E</b> <b>0,8G±E</b>	<b>Cas1</b>	N <sup>max</sup> [KN]	-3172,59	-3155,34	-2185,70	-1444,69	-888,44	-378,88
			M <sub>z</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	29,26	55,36	41,00	22,42	1,94	38,68
<b>Cas2</b>		N <sup>max</sup> [KN]	-3172,59	-3155,34	-2185,70	-1444,69	-888,44	-378,88	
		M <sub>y</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	23,14	17,27	27,38	10,31	9,92	1,85	
<b>Cas3</b>		M <sub>z</sub> <sup>max</sup> [KN.m]	150,88	165,04	172,07	174,51	131,10	78,93	
		N <sup>cor</sup> [KN]	-2356,43	937,68	-548,17	-448,27	-537,78	-233,14	
<b>Cas4</b>		M <sub>y</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	123,59	136,98	143,46	129,33	75,36	50,48	
		N <sup>cor</sup> [KN]	-942,37	112,08	-4,78	-160,09	-117,34	-55,33	
<b>Cas5</b>		N <sup>min</sup> [KN]	-1780,85	1685,48	1138,77	452,63	194,18	62,19	
		M <sub>z</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	91,57	85,36	25,45	15,69	2,30	0,95	
<b>Cas6</b>	N <sup>min</sup> [KN]	-1780,85	1685,48	1138,77	452,63	194,18	62,19		
	M <sub>y</sub> <sup>cor</sup> [KN.m]	25,59	6,02	7,30	11,38	22,31	21,04		
<b>E.L.S (G+Q)</b>	M <sub>s</sub> [KN.m]	16,96	8,34	4,04	9,19	13,89	38,83		
	N <sub>s</sub> [KN]	-1846,97	-1361,02	-1181,93	-841,49	-517,66	-378,65		
<b>Effort tranchant</b>			94,86	66,96	72,52	79,18	72,84	33,67	

1) Exemple de calcul :➤ Ferrailage du poteau de section (60×60) cm<sup>2</sup> :

- Les armatures longitudinales :

❖ Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

**b = 60cm   h = 60cm   d = 54cm**♦ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 2538,29 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{cor}} = 6,47 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{647}{2538,29} = 0,25 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$  (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,25}{60} = ] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$e_0 = \frac{M}{N}$  : Excentricité géométrique

$e_a$  : Excentricité additionnelle

$e_2$  : Excentricité du second ordre

✓ Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \text{max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

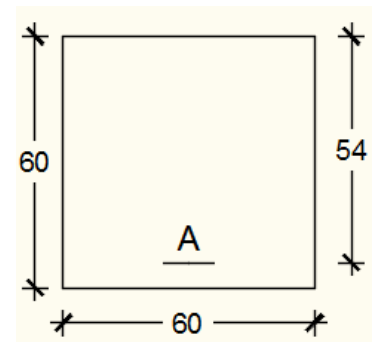


Fig.VII.10: section de calcul

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{4,17}{4,17 + 0,56} = 0,88$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,88 \times 2]$$

$$e_2 = 1,53 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2538,29 \times (0,0025 + 0,02 + 0,0153)$$

$$M'_1 = 95,95 \text{ KN.m}$$

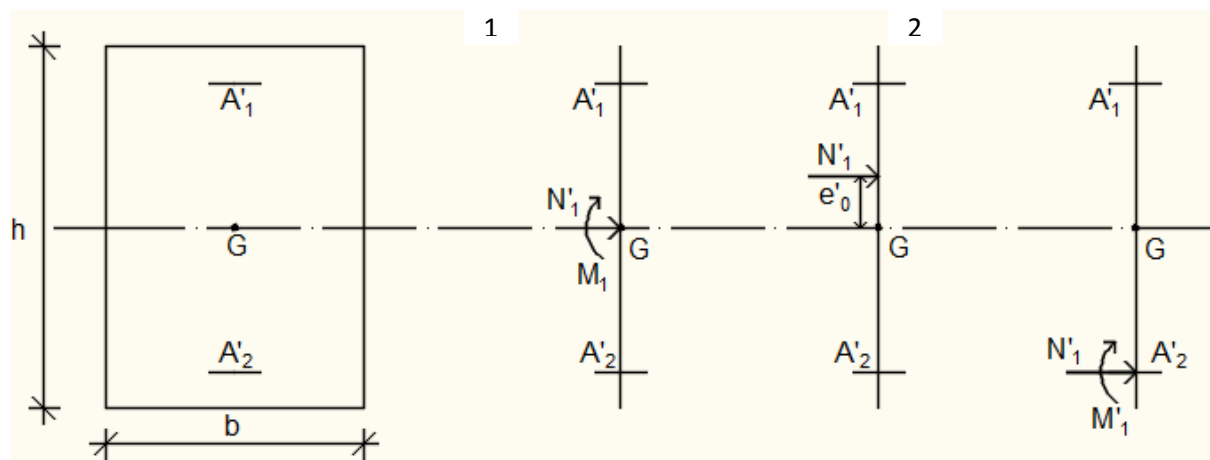
$$N'_1 = 2538,29 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{9595}{2538,29} = 3,78 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.11:** Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 95,95 + 2538,29 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 705,14 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2538,29 \times (0,54 - 0,06) - 705,14$$

$$(2) = 513,24 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 513,24 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{705140}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,284$$

$$\mu = 0,284 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,428$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,829$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{705140}{348 \times 0,829 \times 54} = 45,26 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 45,26 - \frac{2538290}{100 \times 348} = -27,68 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 2538,29 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{cor}} = 23,48 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2348}{2538,29} = 0,93 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,93}{60}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \text{max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \Phi ] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{13,55}{13,56 + 3,45} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [ 2 + 0,79 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2538,29 \times (0,0093 + 0,02 + 0,0146)$$

$$M'_1 = 111,43 \text{ KN.m}$$

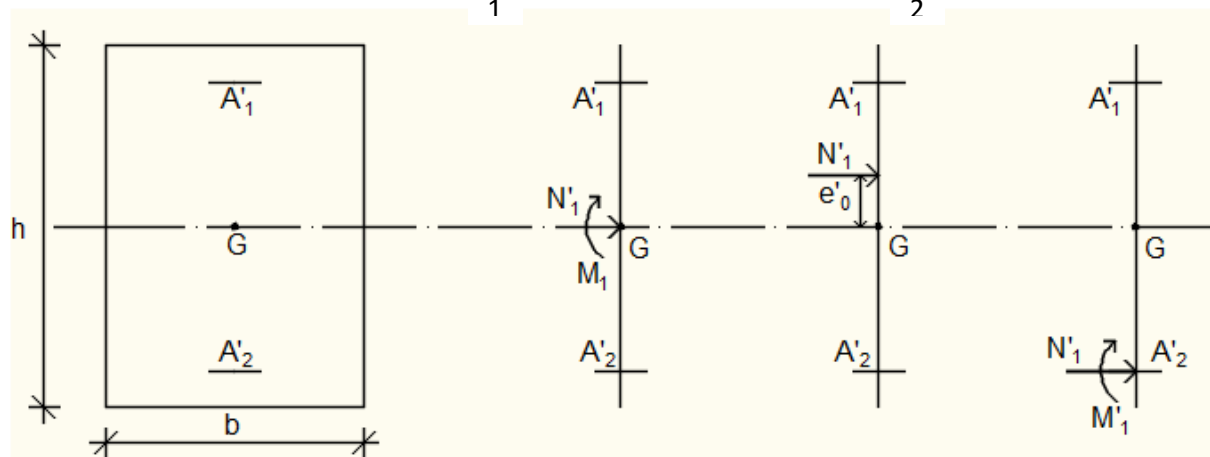
$$N'_1 = 2538,29 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{111,43}{2538,29} = 4,39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.12:** Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 111,43 + 2538,29 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 720,62 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2538,29 \times (0,54 - 0,06) - 720,62$$

$$(2) = 497,76 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 497,76 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{720620}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,290$$

$$\mu = 0,290 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,439$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,824$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{720620}{348 \times 0,824 \times 54} = 46,54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 46,54 - \frac{2538290}{100 \times 348} = -26,39 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 1846,16 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{max}} = 84,29 \text{ KN.m}$

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

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8429}{1846,16} = 4,56 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$  (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{4,56}{60} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

### **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{49,17}{49,17 + 11,95} = 0,80$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,80 \times 2]$$

$$e_2 = 1,47 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1846,16 \times (0,0456 + 0,02 + 0,0147)$$

$$M'_1 = 148,25 \text{ KN.m}$$

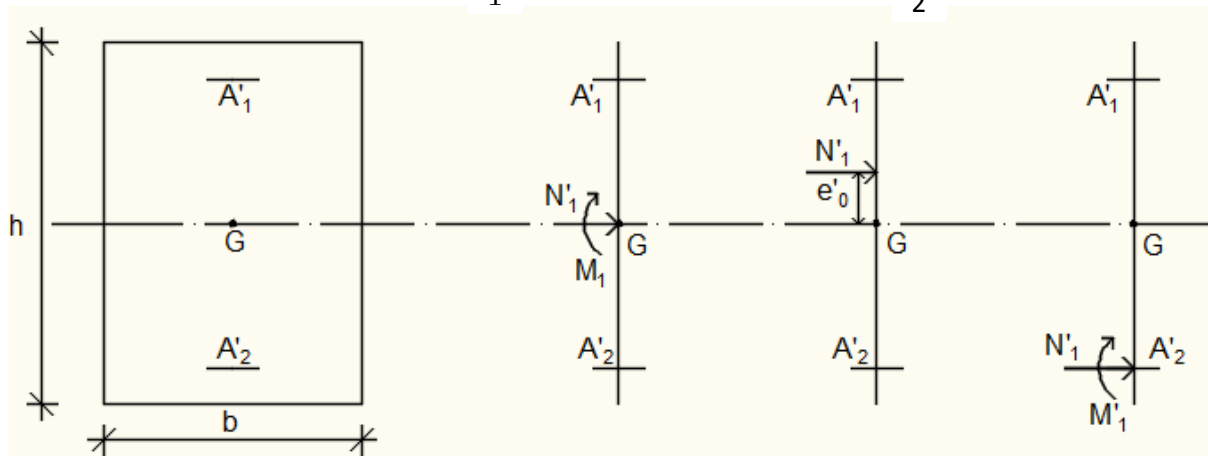
$$N'_1 = 1846,16 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{14825}{1846,16} = 8,03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.13:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 148,25 + 1846,16 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 591,33 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1846,16 \times (0,54 - 0,06) - 591,33$$

$$(2) = 294,83 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 294,83 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{785203}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,316$$

$$\mu = 0,316 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,492$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,803$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{785203}{348 \times 0,803 \times 54} = 52,04 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 52,04 - \frac{1846160}{100 \times 348} = -1,01 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 4 :**

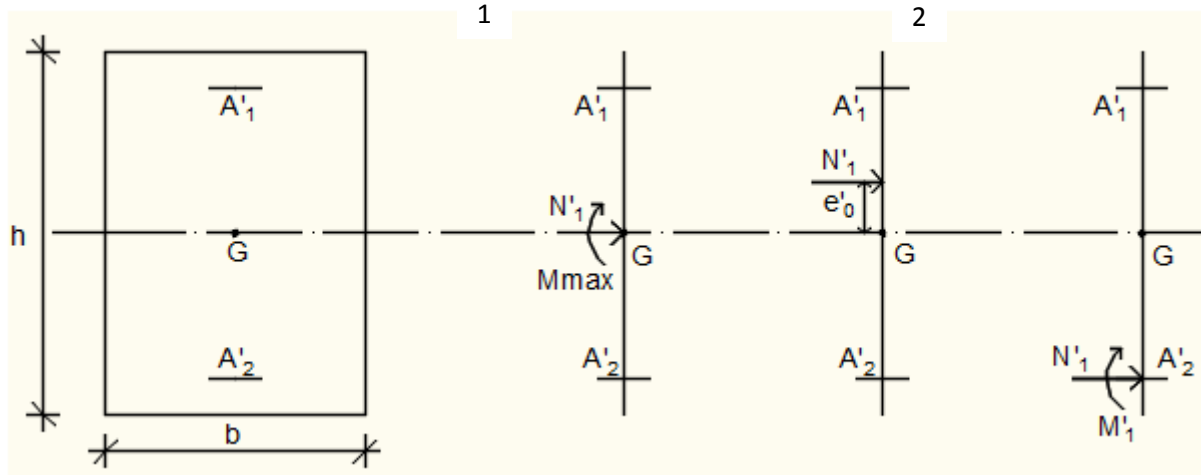
Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 557,67 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 60,19 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal  $N$  :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6019}{557,67} = 10,79 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$



**Fig.VII.14:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 557,67 \times (0,1079 + 0,54 - \frac{0,60}{2})$$

$$M_1 = 194,01 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 557,67 \times (0,54 - 0,06) - 194,01$$

$$(2) = 73,671 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion** :

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 73,671 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque** :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{194010}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,078$$

$$\mu = 0,078 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,102$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{194010}{348 \times 0,959 \times 54} = 10,77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10,77 - \frac{557670}{100 \times 348} = -5,26 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Cas 5** :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 302,28 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 1,62 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{162}{302,28} = 0,54 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,54}{60} = ] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{408}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0,9}{0,9 + 0,27} = 0,77$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,77 \times 2]$$

$$e_2 = 1,44 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 302,28 \times (0,054 + 0,02 + 0,0144)$$

$$M'_1 = 26,72 \text{ KN.m}$$

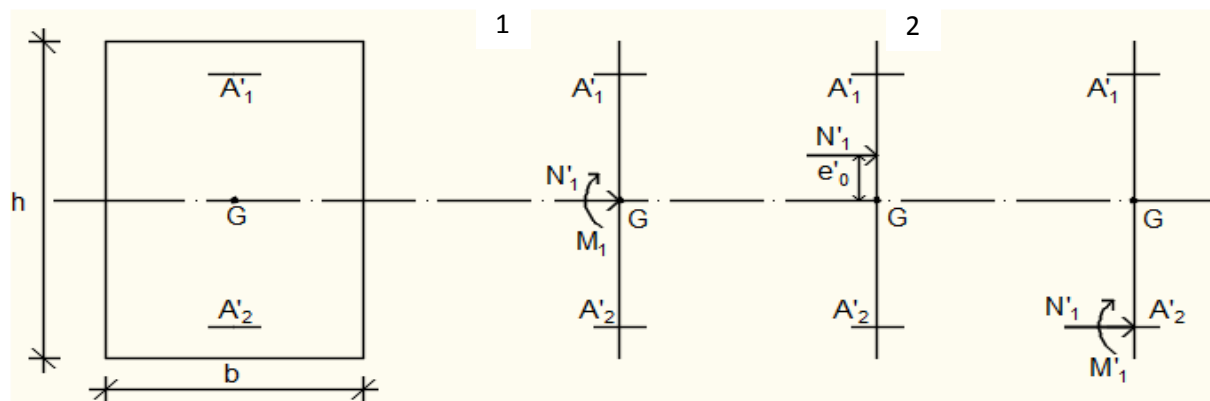
$$N'_1 = 302,28 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{2672}{302,28} = 8,89 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$



**Fig.VII.15:** Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 26,72 + 302,28 \times \left( 0,54 - \frac{0,60}{2} \right)$$

$$M_1 = 99,267 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 302,28 \times (0,54 - 0,06) - 99,267$$

$$(2) = 45,83 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 45,83 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{99267}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{99267}{348 \times 0,980 \times 54} = 5,39 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 5,39 - \frac{302280}{100 \times 348} = -3,29 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- ♦ **Cas 6 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 302,28 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 6,73 \text{ KN.m}$

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

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{673}{302,28} = 2,23 < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$  (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{2,23}{60} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

### Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{4,14}{4,14 + 0,76} = 0,85$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,85 \times 2]$$

$$e_2 = 1,50 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 302,28 \times (0,0223 + 0,02 + 0,015)$$

$$M'_1 = 17,32 \text{ KN.m}$$

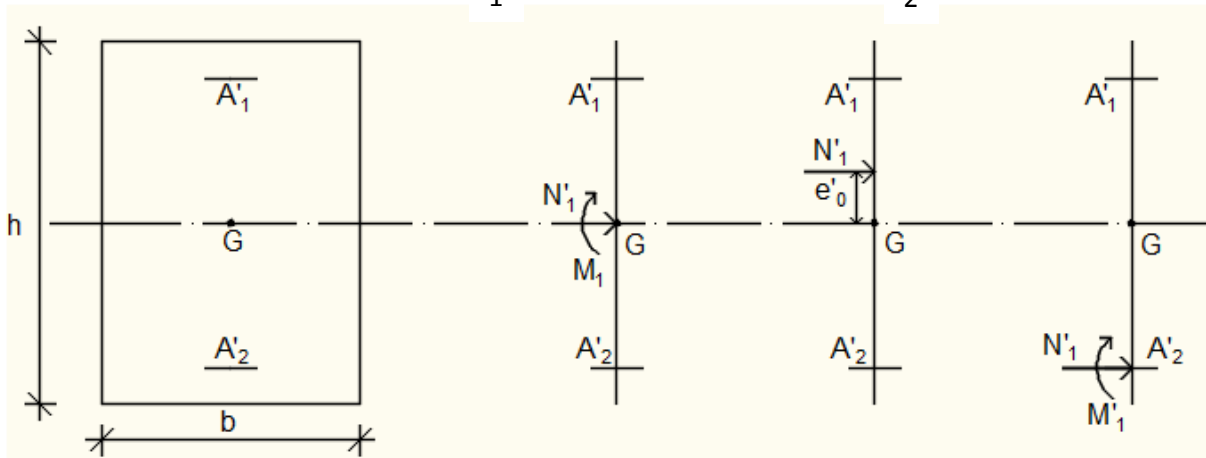
$$N'_1 = 302,28 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{1732}{302,28} = 5,73 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.16:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 17,32 + 302,28 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 89,87 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 14,2 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 785,203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 302,28 \times (0,54 - 0,06) - 89,87$$

$$(2) = 55,23 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 785,203 KN.m > (2) = 55,23 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

- Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89870}{14,2 \times 60 \times (54)^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{89870}{348 \times 0,982 \times 54} = 4,87 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 4,87 - \frac{302280}{100 \times 348} = -3,82 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle : (G+Q±E ; 0.8G±E)**

**b = 60cm   h= 60cm   d= 54cm**

♦ **Cas 1 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 3172,59 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{cor}} = 29,26 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2926}{3172,59} = 0,92 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{0,92}{60} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{4,17}{4,17 + 0,56} = 0,88$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,88 \times 2]$$

$$e_2 = 1,53 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3172,59 \times (0,0092 + 0,02 + 0,0153)$$

$$M'_1 = 141,18 \text{ KN.m}$$

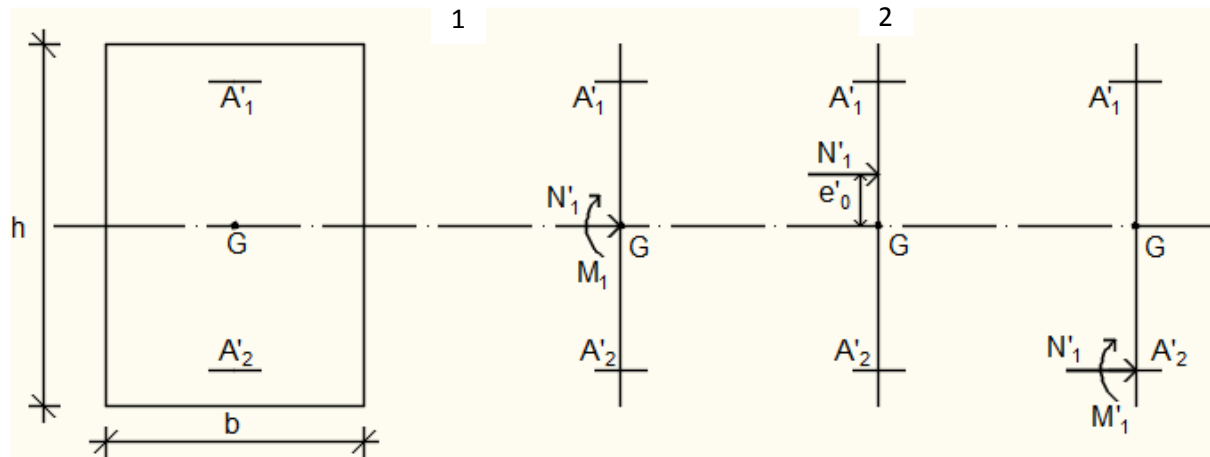
$$N'_1 = 3172,59 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{141,18}{3172,59} = 4,45 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$



**Fig.VII.17:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 141,18 + 3172,59 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 902,60 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3172,59 \times (0,54 - 0,06) - 902,60$$

$$(2) = 620,24 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion** :

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 620,24 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque** :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{902600}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,279$$

$$\mu = 0,279 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,419$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,832$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{902600}{400 \times 0,832 \times 54} = 50,22 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 50,22 - \frac{3172590}{100 \times 400} = -29,09 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- ♦ **Cas 2** :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 3172,59 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{cor}} = 23,14 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2314}{3172,59} = 0,73 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,73}{60}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} ] = \text{max} [ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} ]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [ 2 + \alpha \times \Phi ] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{13,55}{13,56 + 3,45} = 0,79$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [ 2 + 0,79 \times 2 ]$$

$$e_2 = 1,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3172,59 \times (0,0073 + 0,02 + 0,0146)$$

$$M'_1 = 132,93 \text{ KN.m}$$

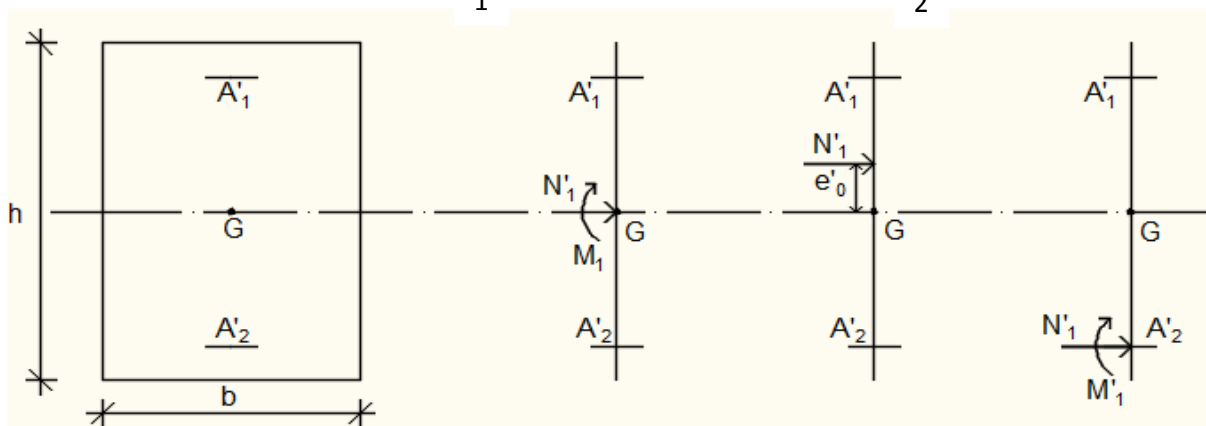
$$N'_1 = 3172,59 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{13293}{3172,59} = 4,19 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.18:** Position de  $N'_1$   $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 132,93 + 3172,59 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 894,35 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3172,59 \times (0,54 - 0,06) - 894,35$$

$$(2) = 628,49 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 628,49 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{894350}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,277$$

$$\mu = 0,277 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,415$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,834$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{894350}{400 \times 0,834 \times 54} = 49,65 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 49,65 - \frac{3172590}{100 \times 400} = -29,66 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- ♦ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

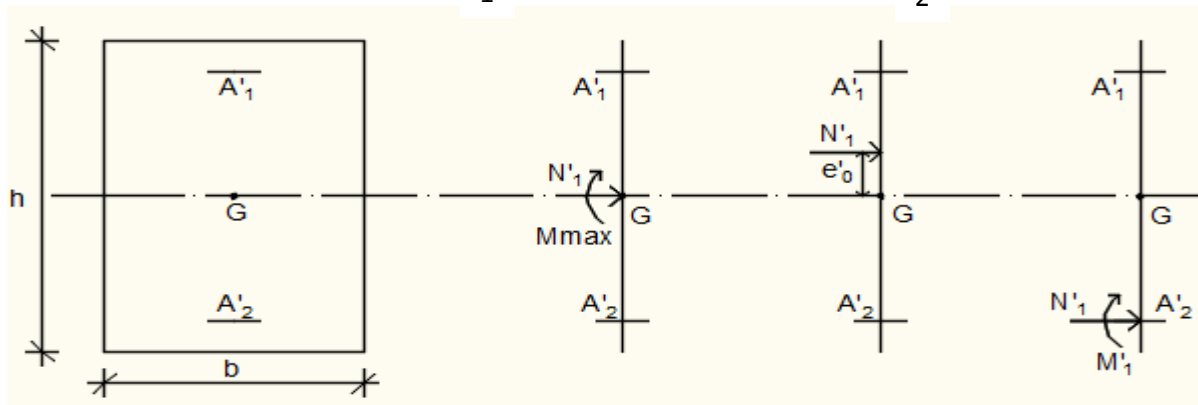
- $N^{\text{corr}} = 2356,43 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{max}} = 150,88 \text{ KN.m}$

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

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15088}{2356,43} = 6,40 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.19:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left( e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 2356,43 \times \left( 0,064 + 0,54 - \frac{0,60}{2} \right)$$

$$M_1 = 716,35 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60 = 785203 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2356,43 \times (0,54 - 0,06) - 716,35$$

$$(2) = 414,74 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 1021,87 \text{ KN.m} > (2) = 414,74 \text{ KN.m} \rightarrow$  La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{716350}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,222$$

$$\mu = 0,222 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,318$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,873$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{716350}{400 \times 0,873 \times 54} = 37,98 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 37,98 - \frac{2356430}{100 \times 400} = -20,93 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 4:**

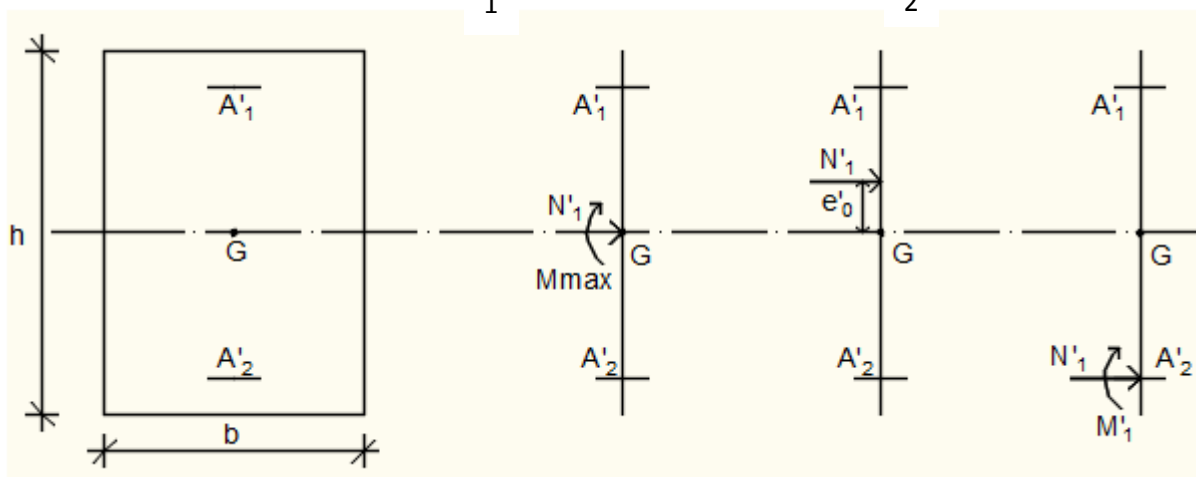
Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 942,37 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 123,59 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12359}{942,37} = 13,12 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.20:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left( e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 942,37 \times \left( 0,1312 + 0,54 - \frac{0,60}{2} \right)$$

$$M_1 = 349,80 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 942,37 \times (0,54 - 0,06) - 349,80$$

$$(2) = 102,54 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 102,54 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{349800}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,143$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{349800}{400 \times 0,943 \times 54} = 17,17 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 17,17 - \frac{942370}{100 \times 400} = -6,39 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- ♦ **Cas 5 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1780,85 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{cor}} = 25,59 \text{ KN.m}$

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

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2559}{1780,85} = 1,44 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

$$\frac{L_f}{h} \stackrel{?}{\leq} \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$  (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15 ; 20 \times \frac{1,44}{60} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 4,76 \leq \text{Max} \left[ 15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

- ✓ Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0,9}{0,9 + 0,27} = 0,77$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 60} \times [2 + 0,77 \times 2]$$

$$e_2 = 1,44 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1780,85 \times (0,0144 + 0,02 + 0,0144)$$

$$M'_1 = 86,90 \text{ KN.m}$$

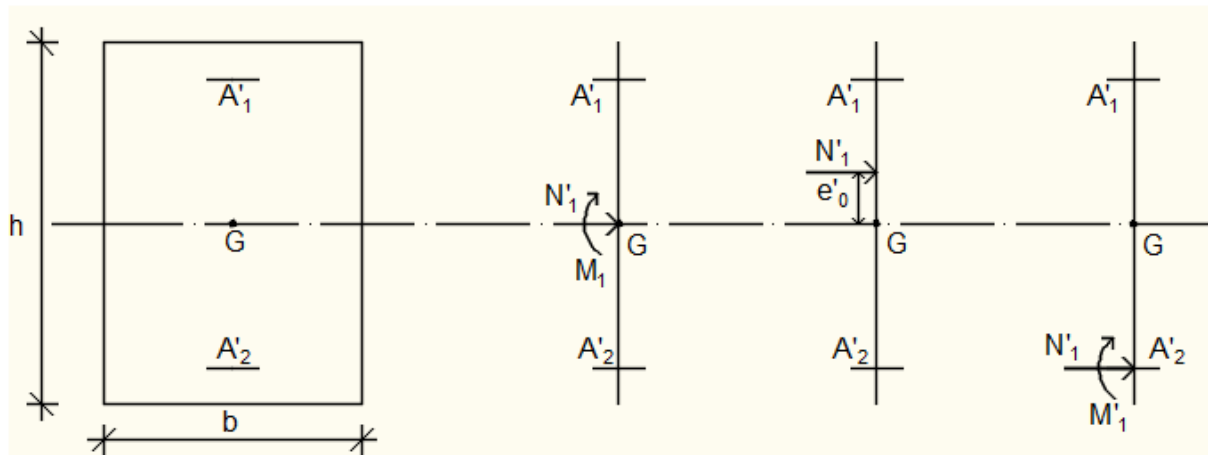
$$N'_1 = 1780,85 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8690}{1780,85} = 4,88 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.21:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 86,90 + 1780,85 \times \left(0,54 - \frac{0,60}{2}\right)$$

$$M_1 = 514,30 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1780,85 \times (0,54 - 0,06) - 514,30$$

$$(2) = 340,51 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 340,51 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{514300}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,159$$

$$\mu = 0,159 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,218$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,913$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{514300}{400 \times 0,913 \times 54} = 26,08 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 26,08 - \frac{1780850}{100 \times 400} = -18,44 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 6 :**

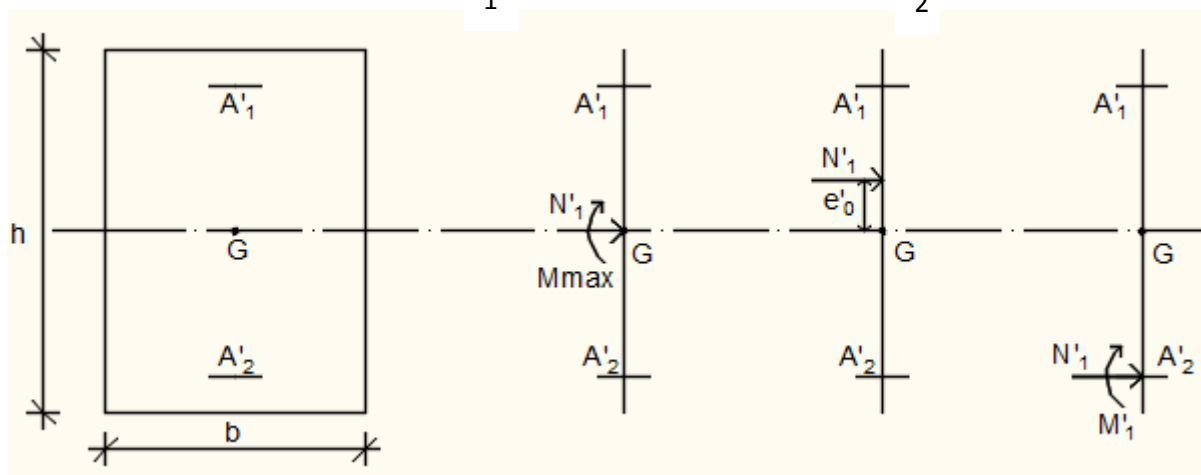
Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1780,85 \text{ KN}$
- $M_{YY}^{\text{cor}} = 91,57 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9157}{1780,85} = 5,14 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.22:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 1780,85 \times (0,0514 + 0,54 - \frac{0,60}{2})$$

$$M_1 = 518,94 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 6) \times 18,48 \times 60 \times 60$$

$$(1) = 1021,87 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1780,85 \times (0,54 - 0,06) - 518,94$$

$$(2) = 335,87 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion** :

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 335,87 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque** :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{518940}{18,48 \times 60 \times (54)^2} = 0,161$$

$$\mu = 0,161 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,221$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,912$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{518940}{400 \times 0,912 \times 54} = 26,34 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 26,34 - \frac{1780850}{100 \times 400} = -18,18 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion** :

$$A_{\text{cal}} = \max(A_{\text{ELU}} ; A_{\text{ACC}}) = 0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales** :

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times 60 \times 60 = 28,8 \text{ cm}^2$$

➤ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{\text{min}} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \times 60 \times 60}{100}; \frac{8 \times (60 + 60)}{100}\right)$$

$$A_{\text{min}} = \max(7,2 ; 9,6)$$

$$A_{\text{min}} = 9,6 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion** :

$$A = \max (A_{CAL}; A_{\min RPA}; A_{\min BAEL}) = 28,8 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures** :

$$4T12 + 8T20 \longrightarrow A = 29,65 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{1696}{1846,97} = 0,91 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il}$$

nous faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 60 ; c = 6 ; d = 54 \text{ cm et } A'_1 = A'_2 = 29,65 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 60 \times 60 + 15(29,65 \times 2) = 4489,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{4489,5} \times \left[ \frac{60 \times 60^2}{2} + 15 \times (29,65 \times 6 + 29,65 \times 54) \right] = 30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 30 = 30 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{60}{3} \times (30^3 + 30^3) + 15 \times [29,65 \times (30 - 6)^2 + 29,65 \times (54 - 30)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 1592352 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}} \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 16,96 - 1846,97 \times \left( \frac{60}{2} - 30 \right) = 16,96 \text{ KN.m}$$

- **Vérification exacte** :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \stackrel{?}{\leq} \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{1696}{1846,97} = 0,91 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{1592352}{4489,5 \times 30} = 11,82$$

$$e_G = 0,91 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 11,82 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1846970}{100 \times 4489,5} = 4,11 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{16960}{1592352} = 0,01$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4,11 + 0,01 \times 30 = 4,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 4,41 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

**a. Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier de résultats **Etabs** :  $T_u^{\max} = 94,86 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{94860}{60 \times 60 \times 100} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

**b. Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

**c. Espacement des armatures transversales :**

➤ **Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

**d. Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{60} = 4,76\text{cm} < 5 \rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 60 \times 15 = 4,5 \text{ cm}^2$$

**e. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L'=2.h \rightarrow L'=2 \times 40 \rightarrow L'=80 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{363}{6}; 60; 60; 60\right) = 60,5\text{cm}$$

**f. Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \varnothing_{L_{\max}}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

**Remarque :**

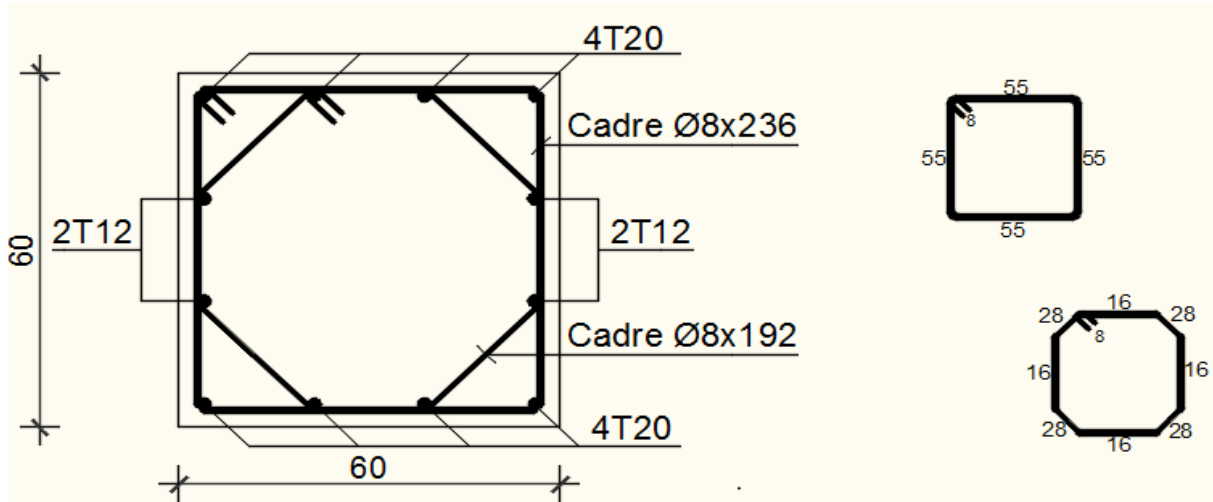
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.VII.5 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

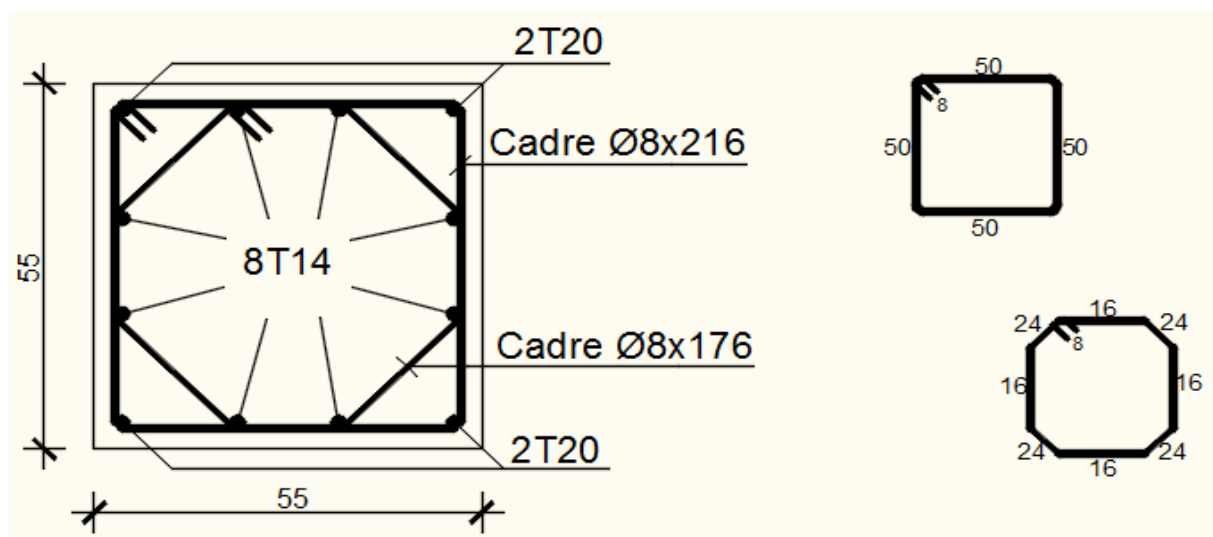
Type	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>CAL</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>minRPA</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>minBAEL</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A <sub>Adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Recouvrement [cm]
1	(60 × 60)	0	28,8	9,6	<b>4T12 + 8T20</b>	29,65	<b>80</b>
2	(55 × 55)	21,1	24,2	8,8	<b>8T14 + 4T20</b>	24,89	<b>80</b>
3	(50 × 50)	3,39	20	8	<b>8T14 + 4T16</b>	20,36	<b>64</b>
4	(45 × 45)	6,45	16,2	7,2	<b>12T14</b>	18,47	<b>56</b>
5	(35 × 35)	7,27	9,8	5,6	<b>6T12 + 2T14</b>	9,87	<b>56</b>
6	(30 × 30)	5,99	7,2	4,8	<b>8T12</b>	9,05	<b>48</b>

❖ **Ferrailage des poteaux :**

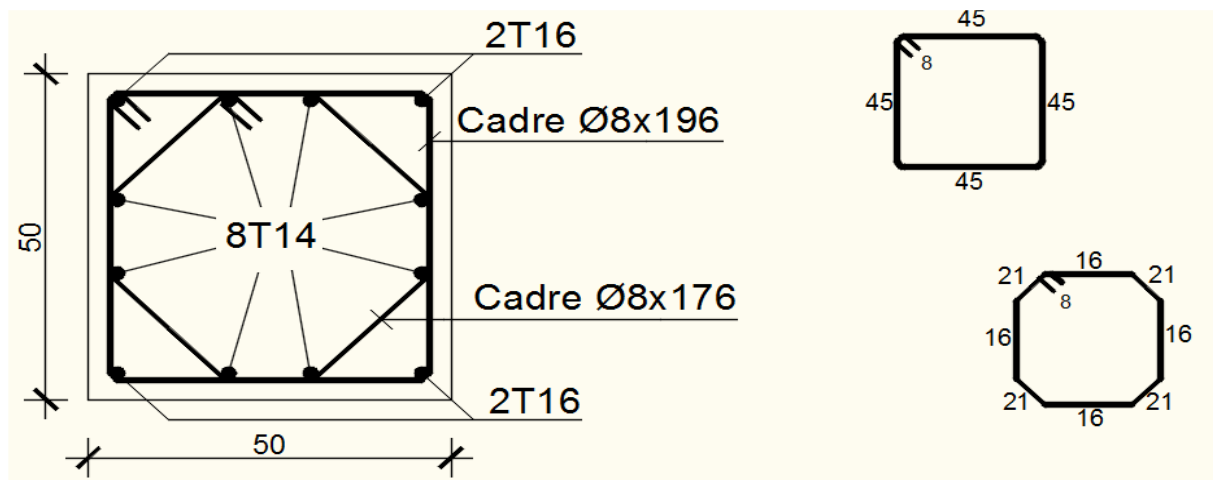
• **Poteaux 60 x 60 :**



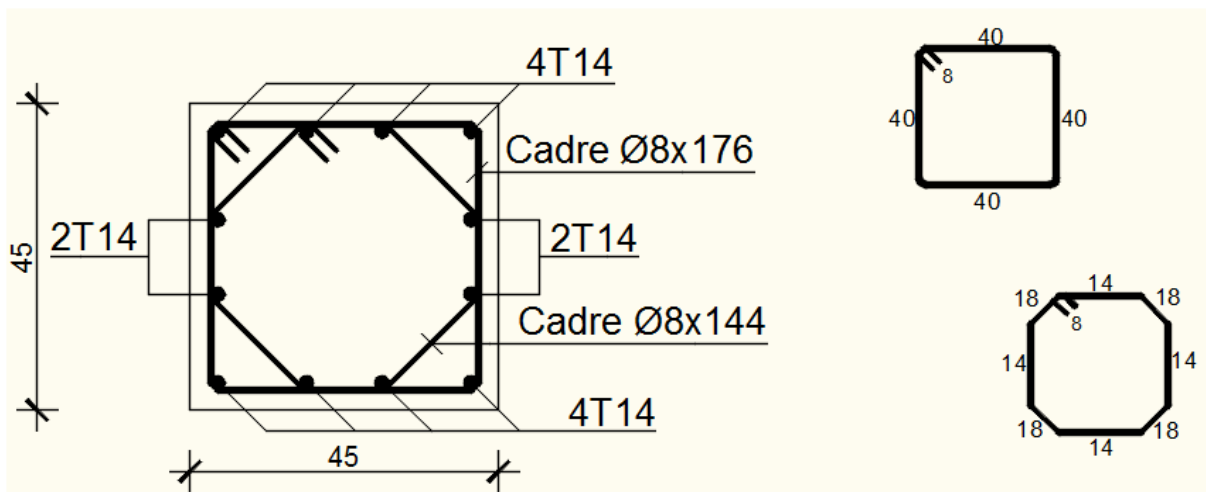
• **Poteaux 55 x 55 :**



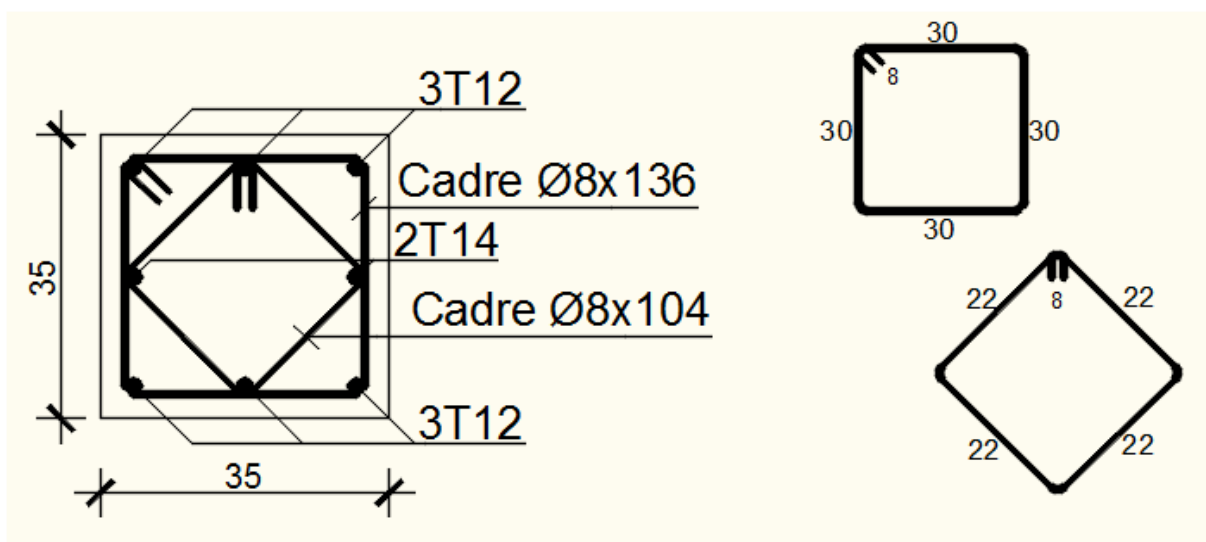
• **Poteaux 50 x 50 :**



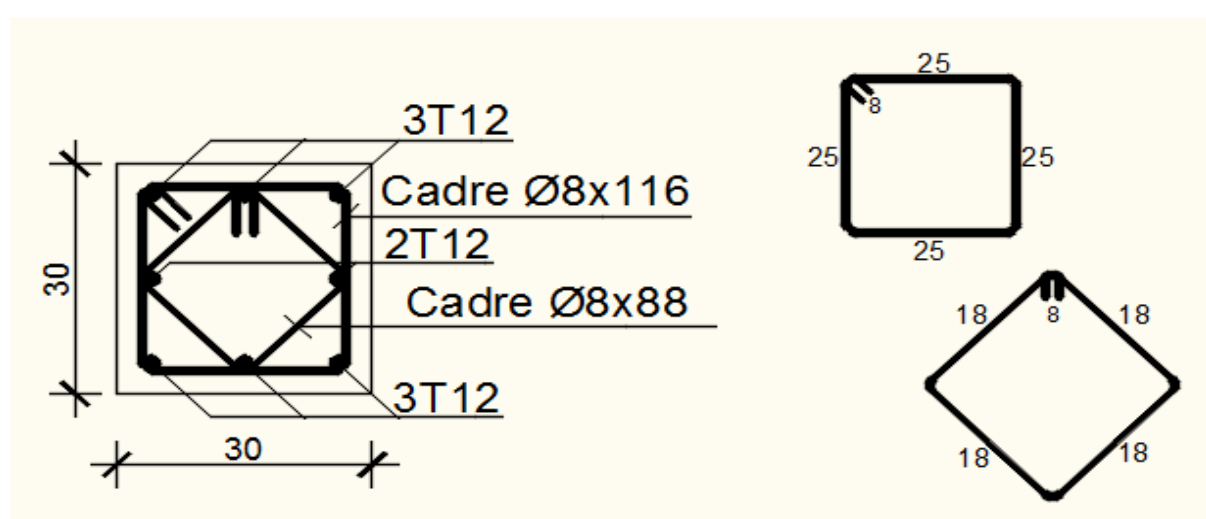
• **Poteaux 45 x 45 :**



• **Poteaux 35 x 35 :**



• **Poteaux 30 x 30 :**



**Chapitre VIII**  
**Etude des voiles**

## VIII. Etude des voiles

### VIII.1- Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure , on distingue trois types de voiles :

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement sans ouvertures et
- 3- Voiles de contreventement avec ouvertures.

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ETABS**.

### VIII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :

- ✓ Des aciers verticaux ;
- ✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

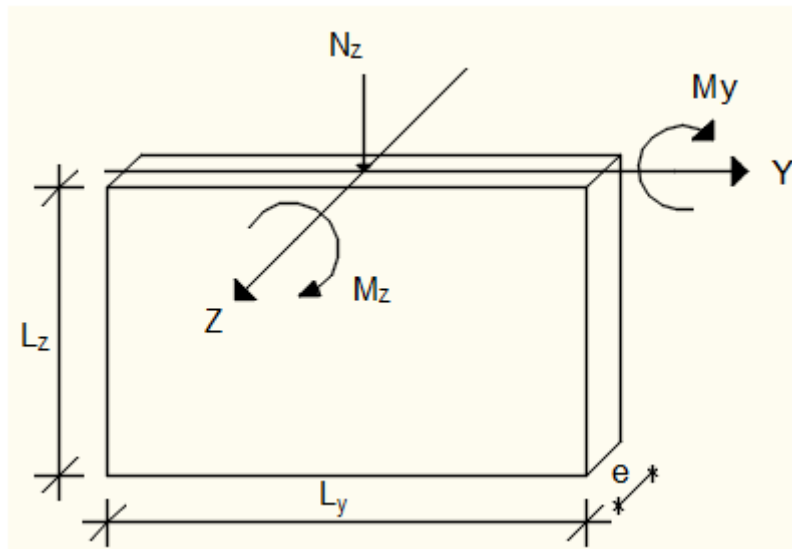
Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
  - $G + Q$
  - $G + Q \pm E$
  - $0,8G \pm E$
- } [RPA99/2003/V.5.2]

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

#### VIII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire (figure VIII.1) , et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].



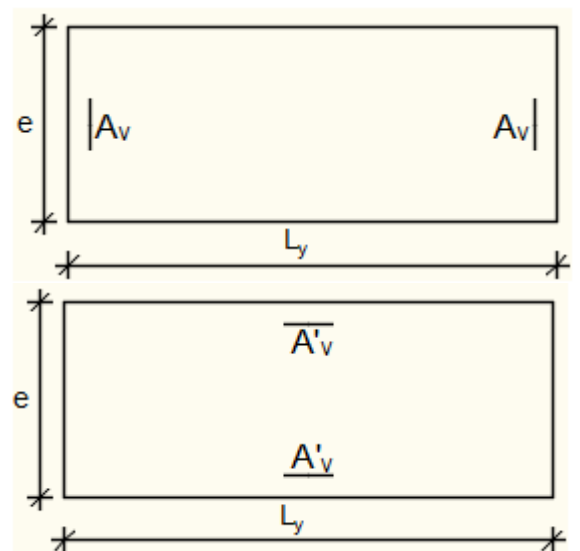
**Fig.VIII.1:** Les sollicitations de calcul d'un voile.

**Sens z-z :**

$N_z ; M_y \Rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

**Sens y-y :**

$N_z ; M_z \Rightarrow$  section des armatures verticales parallèles au parement du voile (Voir figure. VIII.2).



**Fig.VIII.2:** les sections de calcul

➤ **Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

• **Armatures minimales :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile  $\longrightarrow A_v \geq 4HA10$ .
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

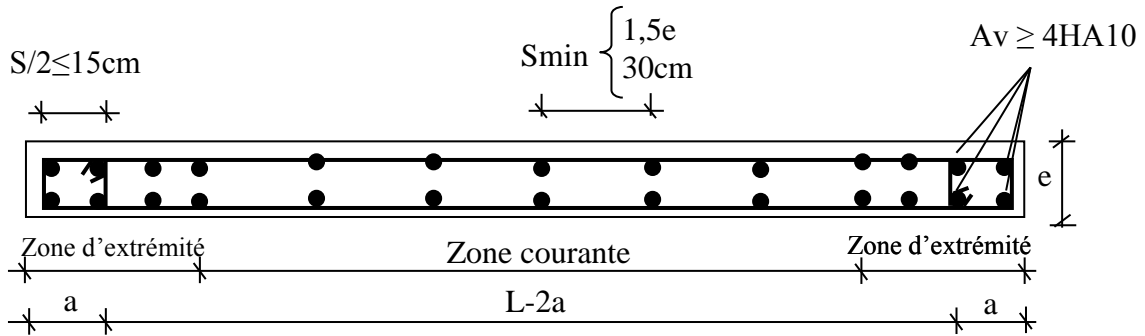
- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- **Espacement des barres verticales :**

$S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$  en zone courante ;

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile (**figure VII.3**). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile :  $\phi \leq \frac{L}{10} . e$



**Fig.VIII.3** : disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VIII.2.2- Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 0 (\text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

➤ **Disposition des armatures** : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  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 disposées vers l'extérieure.
- ✓ 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.
- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

❖ **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

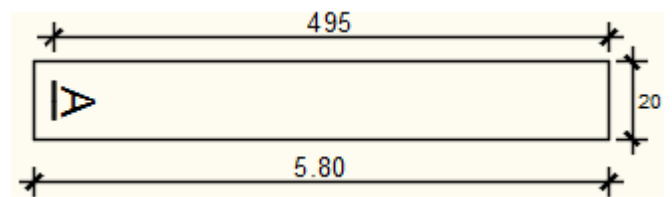
N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	T [KN]
-3301,76	6732,89	10,72	1183,89

❖ **Situation accidentelle :**

♦ **Cas 1 :**

Les sollicitation prises en compte sont :

$$\begin{cases} N = -3301,76 \text{ KN.} \\ M_y = 6732,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$



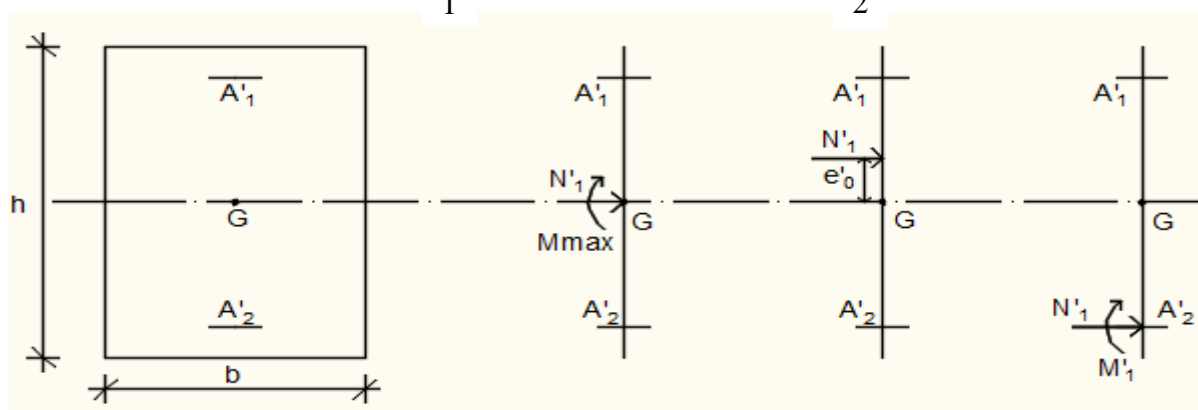
**Fig.VIII.4:** Section du calcul de voile suivant l'axe xx.

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

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{673289}{3301,76} = 203,92 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 290 \text{ cm} \rightarrow$  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.VIII.5:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

➤ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 6732,89 + 3301,76 \times \left( 5,22 - \frac{5,80}{2} \right)$$

$$M_1 = 14392,97 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 580 - 0,81 \times 0,58) \times 18,48 \times 20 \times 580$$

$$(1) = 41799,659 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3301,76 \times (5,22 - 0,58) - 14392,97$$

$$(2) = 927,196 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion** :

(1) = 41799,659 KN.m > (2) = 927,196 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque** :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14392970}{18,48 \times 20 \times (522)^2} = 0,143$$

$$\mu = 0,143 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,194$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14392970}{400 \times 0,923 \times 522} = 74,68 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 74,68 - \frac{3301760}{100 \times 400} = -7,86 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(580 - 2 \times 60) \times 20] \times 0,10\% = 9,2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = [0,15\% \times L \times e] - 2 A_v \Rightarrow A_2 = 17,4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_1; A_2) \Rightarrow A = 17,4 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$16T12 \longrightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2$$

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

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8884}{1465,47} = 6,06 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 64,45 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

- Verification des contraintes :

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

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification pour  $\sigma_s$

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 580 ; c = 58 ; d = 522 \text{ cm et } A'_1 = A'_2 = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 20 \times 580 + 15(18,10 \times 2) = 12143 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{12143} \times \left[ \frac{20 \times 580^2}{2} + 15 \times (18,10 \times 58 + 18,10 \times 522) \right] = 290 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 580 - 290 = 290 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{20}{3} \times (290^3 + 290^3) + 15 \times [18,10 \times (290 - 58)^2 + 18,10 \times (522 - 290)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 354413098,7 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 88,84 - 1465,47 \times \left( \frac{580}{2} - 290 \right) = 88,84 \text{ KN.m}$$

- Verification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{8884}{1465,47} = 6,06 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{354413098,7}{12143 \times 290} = 100,64$$

$$e_G = 6,06 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 100,64 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{1465470}{100 \times 12143} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{88840}{354413098,7} = 0,00025$$

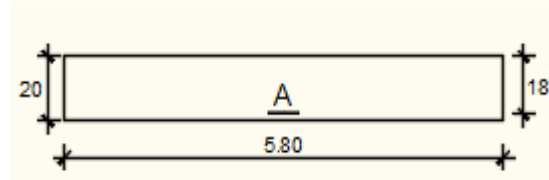
$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 1,21 + 0,00025 \times 290 = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 1,28 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

=> les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

♦ **Cas 2 :**

$$\begin{cases} N = -3301,76 \text{ KN} \\ M_y = 10,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Fig.VIII.6:** Section du calcul de voile suivant l'axe y-y.

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

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{1072}{3301,76} = 0,33 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

• **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{20} = 14,28 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{Max} \left[ 15; 20 \cdot \frac{0,33}{20} \right] = 15 \text{ cm}$$

$\frac{L_f}{h} = 14,28 \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15 \rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle  $e_a$  : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$  : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1319,39}{1319,39 + 137,07} = 0,91$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285,6^2}{10^4 \times 20} \times [2 + 0,91 \times 2]$$

$$e_2 = 4,67 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3301,76 \times (0,0033 + 0,02 + 0,0467)$$

$$M'_1 = 231,12 \text{ KN.m}$$

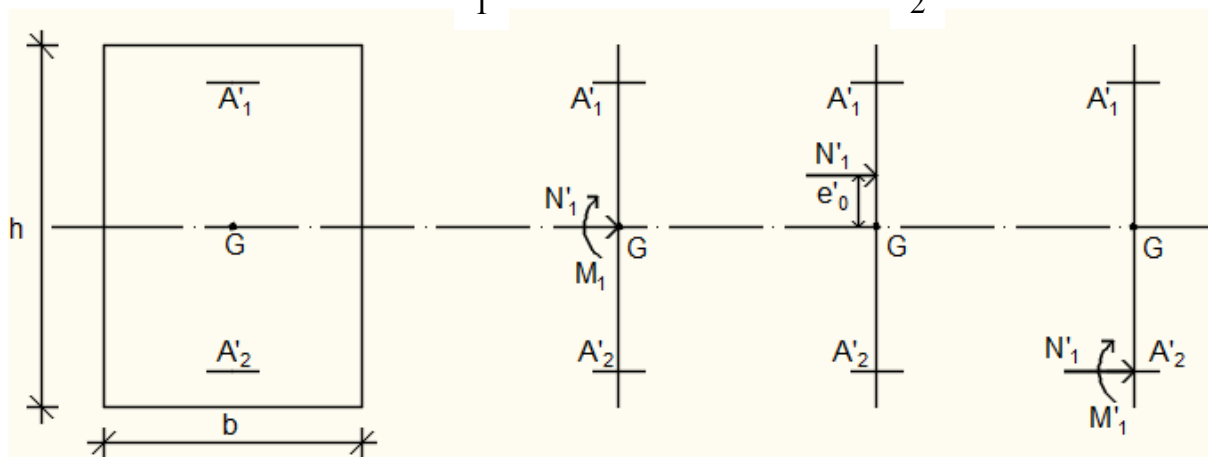
$$N'_1 = 3301,76 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$ :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{23112}{3301,76} = 6,99 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$



**Fig.VII.7:** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 231,12 + 3301,76 \times \left(0,18 - \frac{0,20}{2}\right)$$

$$M_1 = 495,26 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 20 \times 580$$

$$(1) = 1097,564 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3301,76 \times (0,18 - 0,02) - 495,26$$

$$(2) = 33,02 \text{ KN.m}$$

(1) = 1021,87 KN.m > (2) = 340,51 KN.m  $\rightarrow$  La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{495260}{18,48 \times 580 \times (18)^2} = 0,143$$

$$\mu = 0,143 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,194$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{495260}{400 \times 0,923 \times 18} = 74,52 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 74,52 - \frac{3301760}{100 \times 400} = -8,024 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(580 - 2 \times 60) \times 20] \times 0,10\% = 9,2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,15\% \times L \times e \Rightarrow A_2 = 17,4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_1 ; A_2) \Rightarrow A = 17,4 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$16T12 \longrightarrow A = 18,10 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{439}{1465,47} = 0,29 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 3,34 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée .}$$

- Vérification des contraintes :

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

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification pour  $\sigma_s$

$$b = 580 \text{ cm} ; h = 20 ; c = 2 ; d = 18 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 580 \times 20 + 15(18,10 \times 2) = 12143 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{1}{12143} \times \left[ \frac{580 \times 20^2}{2} + 15 \times (18,10 \times 2 + 18,10 \times 18) \right] = 10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$$

$$I_{XX'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = \frac{580}{3} \times (10^3 + 10^3) + 15 \times [18,10 \times (10 - 2)^2 + 18,10 \times (18 - 10)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX'} = 421418,67 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{\text{ser}} - N_{\text{ser}} \times \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 4,39 - 1465,47 \times \left( \frac{20}{2} - 10 \right) = 4,39 \text{ KN.m}$$

- **Verification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{439}{1465,47} = 0,29 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{XX'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = \frac{421418,67}{12143 \times 10} = 3,47 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,29 \text{ cm} < \frac{I_{XX'}}{B_0 \times V_2} = 3,47 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entierement comprimee (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{\text{ser}}}{100 \times B_0} = \frac{1465470}{100 \times 12143} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX'}} = \frac{4390}{421418,67} = 0,01$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 1,21 + 0,01 \times 4,39 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 1,25 \text{ MPa}_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

- **L'espace minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

✓  $S \leq \min(1.5 \times a ; 30\text{cm})$

✓  $S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ , alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espace :  $S=20\text{cm}$ .

$$S'=20/2=10\text{cm}$$

A. Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1183890}{(20 \times 522 \times 0,9) \times 100} = 1,76 \text{ MPa}$$

- Espacement 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 :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de bétonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{1,76}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 1,95 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

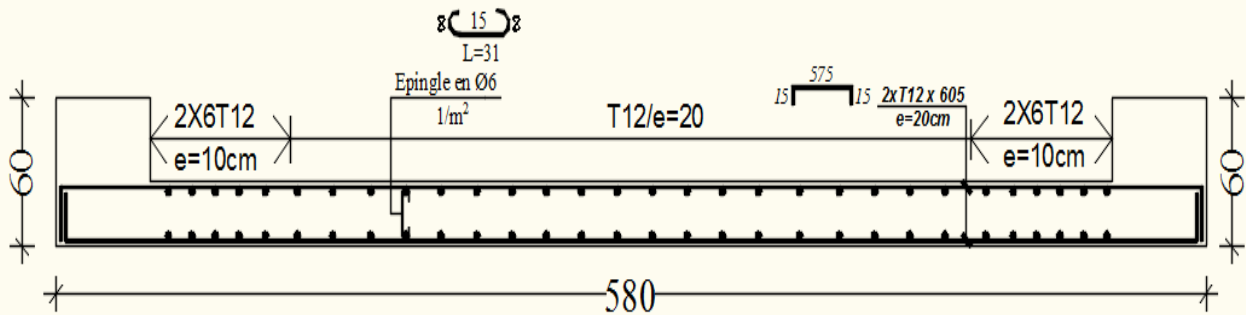
$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{1,76}{2} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \max(1,95 \text{ cm}^2 ; 0,88 \text{ cm}^2)$$

- Choix :  $4\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$



**Fig.VII.8** : Dessin du ferrailage du voile de contreventement.

### VIII.3- Etude des voiles périphérique :

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en 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 :

- ❖ Épaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- ❖ 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

#### VIII.3.1- Détermination des sollicitations :

##### a) Poids propre du voile périphérique :

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 2,50 \times 0,15 = 0,375 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0,375 = 9,375 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 \times 9,375 = 12,656 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = P_{Pr} = 9,375 \text{ KN}$$

##### b) Calcul des poussée des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

$K_p$  : coefficient de poussée  $K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$  ;

$h$  : hauteur du voile et

$\gamma$  : Masse volumique des terres.

$K_p$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec :  $\delta = \frac{2}{3} \varphi$  ;  $\varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  : frottement mur /sol)

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » :  $K_p = 0,247$ .

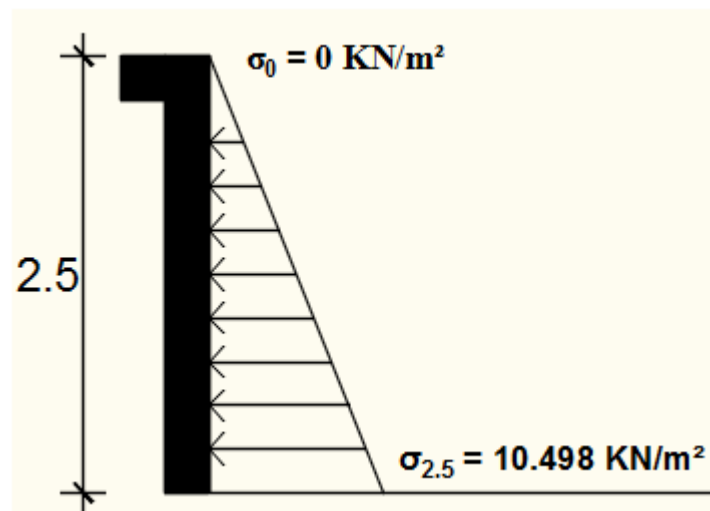
$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

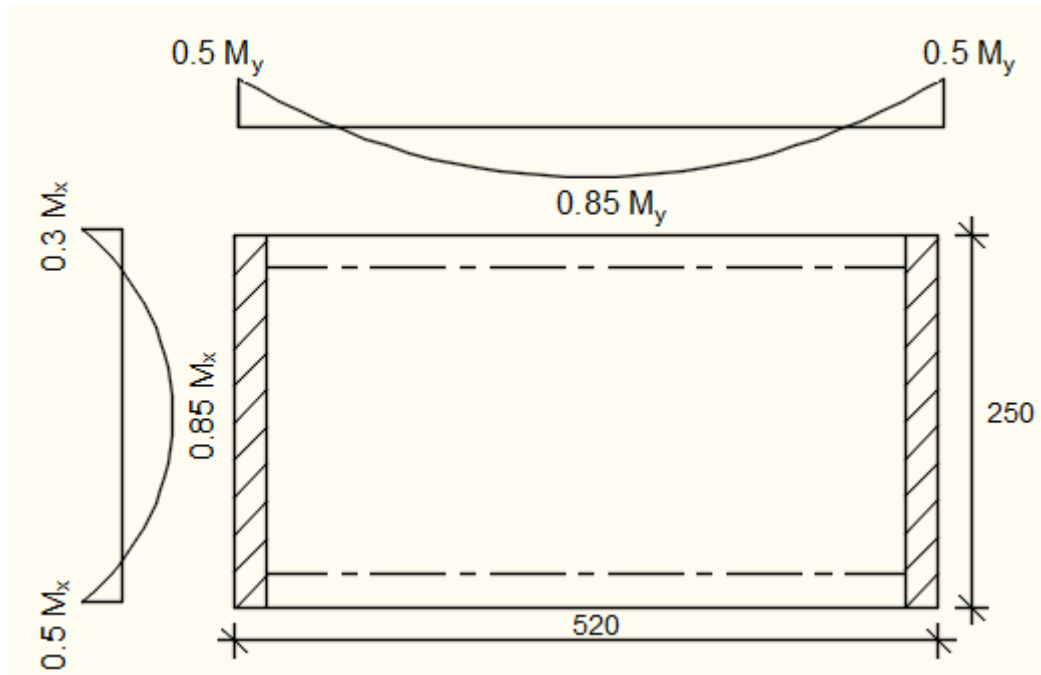
$$h = 2,5 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,50 = 10,498 \text{ kN/m}^2$$



**Fig.VIII.9** : Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = \frac{10,498 + 0}{2} = 5,249 \text{ kN/m}^2$$



**Fig.VIII.10** : Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 5,249 \Rightarrow \bar{q}_u = 7,086 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1\text{m} = 7,086 \text{ kN/m}$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_{\text{ser}} = q \Rightarrow \bar{q}_{\text{ser}} = 5,249 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \times 1\text{m} = 5,249 \text{ kN/m}$

• **Calcul des sollicitations :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x;$$

$$M_{y \text{ ser}} = \mu_{y \text{ ser}} \times M_{x \text{ ser}} \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho; \nu)$  et  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{520} = 0,480 \Rightarrow \text{La dalle portant suivant deux directions.}$$

- Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- Etat limite ultime :

$$\rho = 0,480 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0994 \\ \mu_y^u = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 4,402 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1,101 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0,480 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,1026 \\ \mu_y^{ser} = 0,3491 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 3,366 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 1,175 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau.VIII.2 :** Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

combinaisons	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
<b>M<sub>a</sub> [KN.m]</b>	1,321	1,009	0,551	0,588
<b>M<sub>t</sub> [KN.m]</b>	3,742	2,861	0,936	0,998

- Calcul des ferrillages :

- Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les hauteurs utiles

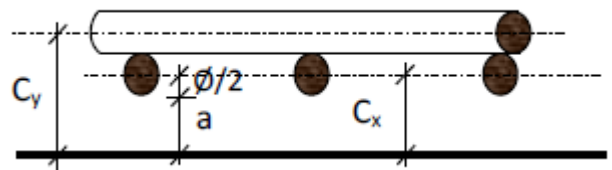
$$d_x = h - C_x = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ cm}$$

- Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$



**Fig.VIII.11:** Enrobage.

**Remarque :**

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.) :

$$M_{tx}^u = 3,742 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3742}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0214$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3742}{348 \times 0,991 \times 12,5} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

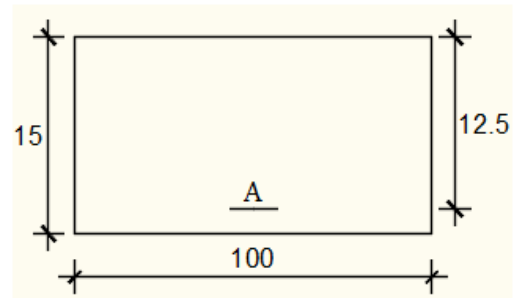
$$7\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 2,861 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$



**Fig.VIII.12:** Section de calcul en travée (x-x).

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,825 = 20,62 \Rightarrow E = 20,62$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 8073,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2861}{8073,45} = 0,35 \Rightarrow K = 0,35$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 45,72 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissibles :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{ct28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1,52 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 63,83 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures}$$

calculées à l'E.L.U seront maintenues

#### ❖ Sens y-y :

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

$$M_{ty}^u = 0,936 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{936}{14,2 \times 100 \times (11,5)^2} = 0,0049$$

$$\mu = 0,0049 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

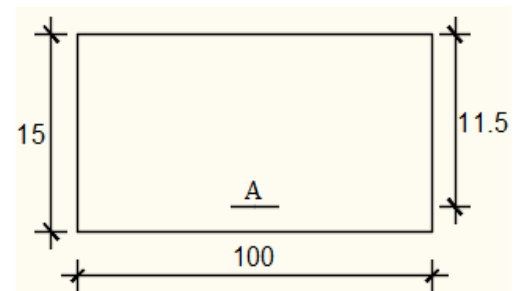
$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0061$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{936}{348 \times 0,997 \times 11,5} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



**Fig.VIII.13:** Section de calcul en travée (y-y).

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

$$\text{Acier FeE400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$7\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

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

$$M_{\text{ix}}^{\text{ser}} = 0,998 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \Rightarrow D = 0,825$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0,825 = 18,97 \Rightarrow E = 18,97$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 6704,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{998}{6704,02} = 0,14 \Rightarrow K = 0,14$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 16,59 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissibles :

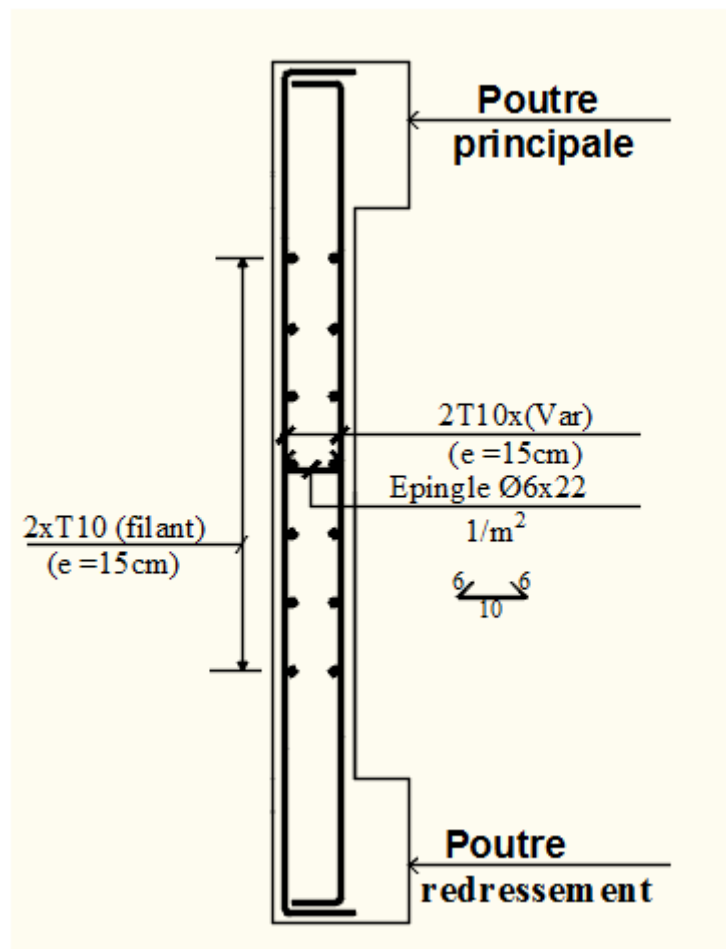
$$\text{Fissuration préjudiciable} : \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0,54 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 21,27 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

**Tableau VIII.3** : Tableau de ferrailage du voile périphérique.

sens	$A_{CAL}$ [cm <sup>2</sup> /m <sub>L</sub> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /m <sub>L</sub> ]	$A_{minRPA}$ [cm <sup>2</sup> /m <sub>L</sub> ]	Choix	$A_{Adopté}$ [cm <sup>2</sup> /m <sub>L</sub> ]	Espacement [cm]
X-X	0,87	1,2	1,5	7T10	5,50	15
Y-Y	0,19	1,2	1,5	7T10	5,50	15

**Fig.VIII.14** : Ferrailage du voile périphérique.

**Chapitre IX**  
**Etude des fondations**

## Chapitre IX. Etude des fondations

### IX.1- Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure ;
- ✓ La bonne répartition des charges et
- ✓ Limiter les tassements du sol.

#### IX.1.1- Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

#### IX.1.2- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

##### a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées : placées sous un poteau ;
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochées et
- Radier général.

##### b) Fondations superficielles :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

#### IX.1.3- Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
  - $0,8G \pm E$
- } [RPA99/2003/A.10.1.4.1]

D'après le DTR de l'article 2.33.1

- $1,35G + 1,5Q$
  - $G + Q$
- } [DTR/A.2.3.3.1]

**IX.2- Calcul des semelles :**

**IX.2.1- Dimensionnement :**

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

**IX.2.2- Pré dimensionnement :**

- **Semelle centrale :**

$$N_u = 2538,29 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : a = 60 cm ; b = 60 cm

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{60}{60} \times \frac{253829}{2,5}} = 318,64$$

$$A = \left(\frac{60}{60}\right) \times B \Rightarrow A = B$$

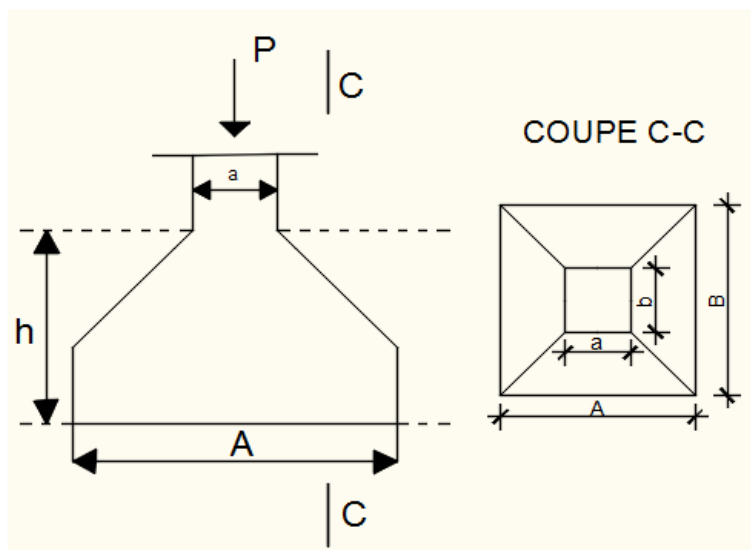
On prend : B = 320 cm  $\Rightarrow$  A = 320 cm

- **Semelle de rive :**

$$N_u = 1637,6346 \text{ KN}$$

$$B \geq 255,94 \text{ cm}$$

On prend : B = 260 cm  $\Rightarrow$  A = 260 cm



**Fig. IX.1:** Semelle isolée.

- **Semelle d'angle** :

$$N_u = 2183,29 \text{ KN}$$

$$B \geq 295,52 \text{ cm}$$

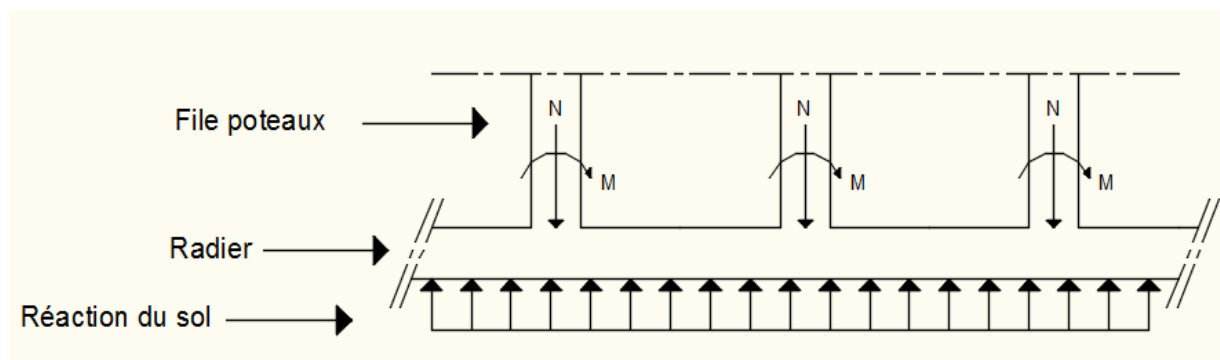
On prend :  $B = 300 \text{ cm} \Rightarrow A = 300 \text{ cm}$

Vu la grandeur des efforts acheminés par la structure au sol, ainsi le type de ce dernier (sol de moyenne résistance ;  $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$ ) et aussi notre structure comporte des voiles de contreventement ce qu'implique l'existence des semelles filantes, et après projection des dimensions des semelles isolées, elles se chevauchent suivant les deux directions ; pour cela le choix d'un radier général serait évident.

### **IX.3- Etude du radier** :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.



**Fig. IX.2:** Schéma statique du radier général.

#### **IX.3.1- Pré-dimensionnement du radier** :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

##### ❖ **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 apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire (fléché) ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement et
- 4- Condition de non poinçonnement.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable (Panneau N°8 Fig III.3.6 Chapitre III)

• **Condition forfaitaire (fléché) :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,20 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{5,20}{8} \leq h \leq \frac{5,20}{5} \Rightarrow 0,65 \text{ m} \leq h \leq 1,04 \text{ m}$$

• **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40 \text{ MN/m}^3$  [1].

E : module de young du béton ( $E=3.10^4 \text{ MPa}$ ) ;

I : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas  $L = 5,20 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5,20}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,88 \text{ m}$$

• **Condition de non cisaillement :** [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

(Fissuration préjudiciable)  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

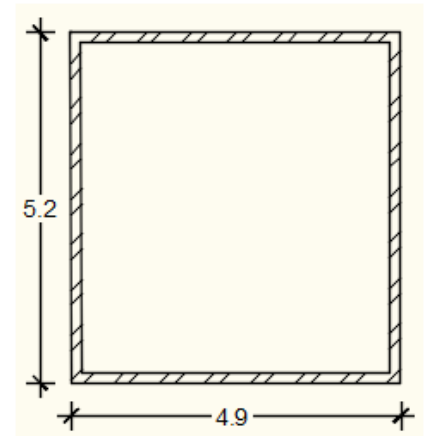
$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max})$$

Avec:

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible et

$T^{\max}$  : Effort tranchant max.



**Fig.IX.3:** Panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,90}{5,20} = 0,94 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Calcul  $\bar{q}_u$ :**

❖ **La surface du radier est de :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} \Rightarrow S_r = 469,26 \text{ m}^2$$

❖ **Le poids de superstructure :**

$$G = 48678,5989 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{48678,5989}{469,26} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 147,54 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 147,54 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{147,54 \times 4,6}{2} \times \frac{5,2^4}{5,2^4 + 4,9^4} = 189,74 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{147,54 \times 4,9}{2} \times \frac{4,9^4}{4,9^4 + 5,2^4} = 159,36 \text{ KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}, T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 189,74 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{189740}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 18,01 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 18,01 \text{ cm}$$

• **Condition de non poinçonnement** : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

$h$  : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$N_{u_{max}} = 2538,29 \text{ KN}$  (Appliquée par un poteau de section carré (60x60)  $\text{cm}^2$ ).

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

a: section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,6 + 0,6 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,6 + 0,6 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$2,99h^2 + 1,79h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2538,29 \text{ KN} = 2,53829 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,67\text{m} \Rightarrow h \geq 67\text{cm}$$

**Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$$h = 120 \text{ cm.}$$

➤ **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52\text{cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 100 \text{ cm.}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm.}$$

**IX.3.2- Pré dimensionnement des poutres :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

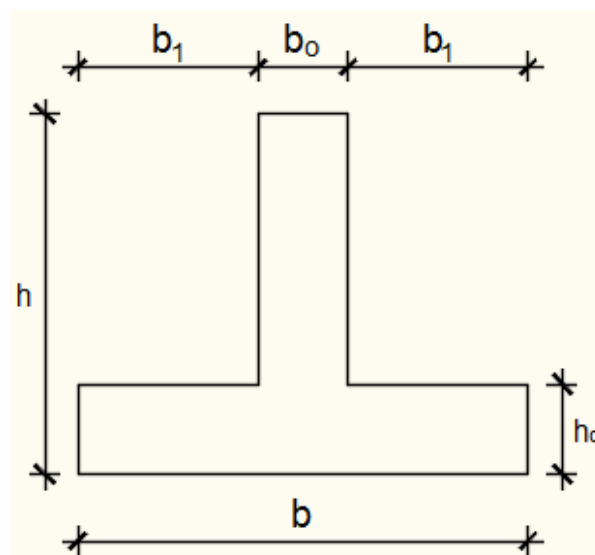
$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right)$$

$$L_x = 490 \text{ cm} ; L_y = 520 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{520 - 30}{2} = 245 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 \leq 49 \text{ cm on prend } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 50 + 2 \times 45 = 140 \text{ cm}$$



**Fig.IX.4:** dimension de la poutre.

**Tableau IX.1 :** Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	b [cm]
Poutre principale	140	40	50	45	140
Poutre secondaire	140	40	50	45	140

**IX.3.3- Détermination des sollicitations :**

a) **Caractéristiques du radier :**

$$h = 140 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier} : S = 469,26 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier} : I_{XX} = 25184,52 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 15507,43 \text{ m}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier} : V_x = 11,83 \text{ m} ; V_y = 12,38 \text{ m}$$

b) **Calcul du poids propre du radier Pr :**

$$\text{Poids du radier sans poutres} : p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

h<sub>0</sub> : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ<sub>b</sub> : Masse volumique du béton.

$$\text{Poids des poutres principales} : p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires} : p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 469,26 \times 0,4 \times 25 = 4692,6 \text{ KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 130,1 \times (1,4 - 0,4) \times 0,50 \times 25 = 1626,25 \text{ KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 125,7 \times (1,4 - 0,4) \times 0,50 \times 25 = 1571,25 \text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 4692,6 + 1626,25 + 1571,25 = 7890,1 \text{ KN}$$

**c) Surcharges d'exploitation Q<sub>r</sub> :**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 469,26 \Rightarrow Q_r = 2346,3 \text{ KN}$$

**d) Combinaisons d'actions :**

**❖ Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

$N_u^1$ : Resultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel Etabs sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 74315,83 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(7890,1) + 1,5(2346,3) = 14171,09 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 88486,92 \text{ KN}$$

$$M_x = 59,41 \text{ KN.m} ; M_y = 24,82 \text{ KN.m}$$

Avec :

$M_x$  et  $M_y$  : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée (sont données par le logiciel Etabs).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

**❖ Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (P<sub>r</sub> + Q<sub>R</sub>)**

$$N_S^1 = G + Q \Rightarrow N_S^1 = 54271,91 \text{ KN}$$

$$N_S^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_S^2 = (7890,1) + (2346,3) = 10236,4 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 54271,91 + 10236,4 = 64508,31 \text{ KN}$$

$$M_x = 43,05 \text{ KN.m} ; M_y = 18,12 \text{ KN.m}$$

❖ **Situation accidentelle (ACC)** :  $[(G + Q \pm E) + (p_r + Q_r)]$  et  $[(0,8G \pm E) + 0,8p_r]$

$$N_{acc}^1 = 94560,54 \text{ KN}$$

$$N_{acc}^2 = p_r + Q_r = 10236,4 \text{ KN}$$

$$N_{acc} = N_{acc}^1 + N_{acc}^2 = 104796,94 \text{ KN}$$

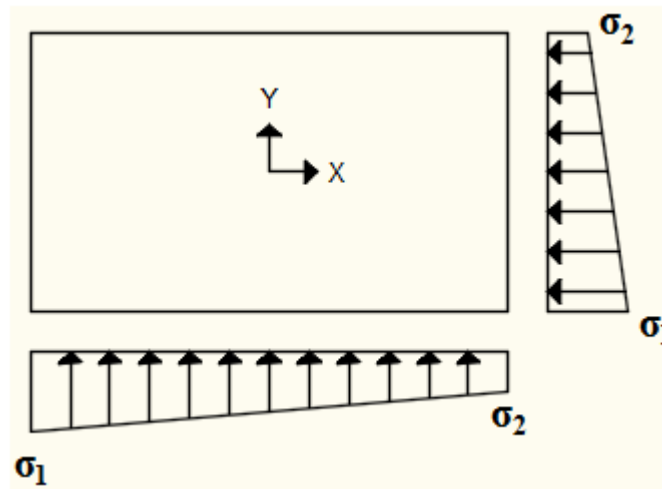
$$M_x = 1718,71 \text{ KN.m} ; M_y = 360,41 \text{ KN.m}$$

e) **Vérification des contraintes sous 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.



**Fig.IX.5:** Schéma des contraintes du sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ **Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1]** :

❖ **Situation durable et transitoire** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

❖ **Situation accidentelle** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 85983,29 \text{ KN}$$

**Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{88486,92}{469,26} \pm \frac{59,41}{25184,52} \cdot 11,83 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{88486,92}{469,26} \pm \frac{24,82}{15507,43} \cdot 12,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,88 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_s = 62653,77 \text{ KN}$$

**Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{64508,31}{469,26} \pm \frac{43,05}{25184,52} \cdot 11,83 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,37 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1,37 \text{ bars}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,37 \text{ bars}$$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{64508,31}{469,26} \pm \frac{18,12}{15507,43} \cdot 12,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,37 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,37 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,37 \text{ bars}$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_{acc} = 104683,6 \text{ KN}$$

**Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{104796,94}{469,26} \pm \frac{1718,71}{25184,52} \cdot 11,83 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,24 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,24 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,24 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

**Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{104796,94}{469,26} \pm \frac{360,41}{15507,43} \cdot 12,38 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,23 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,23 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,23 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

**f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage et

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

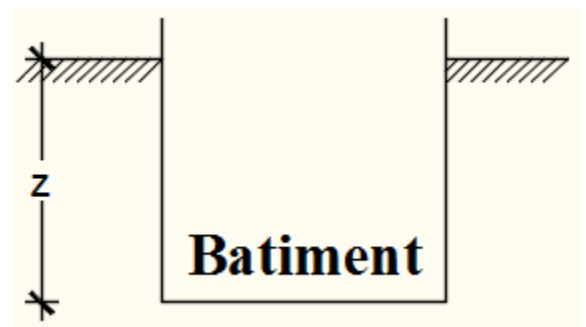
Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}} = 48678,98 + 7890,1 = 56569,08 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 469,26 \times 10 \times 3,166 = 22285,16 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$  La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.



**Fig.IX.6** : L'encrage de de la structure.

**IX.4- Ferrailage du radier :**

**IX.4.1- Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

**a) Détermination des efforts :**

Pour une bande de 1m  $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,90m ; L_y = 5,20 m$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,90}{5,20} = 0,94 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$q = \sigma_m \times 1ml = 188 \times 1m_L = 188 \text{ KN}/m_L$$

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0419 \\ \mu_y^u = 0,8661 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0419 \times 188 \times 4,90^2 = 189,13 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,8661 \times 189,13 = 163,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Moment en travée :**

$$Mt_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 189,13 = 141,85 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 163,80 = 122,85 \text{ KN.m}$$

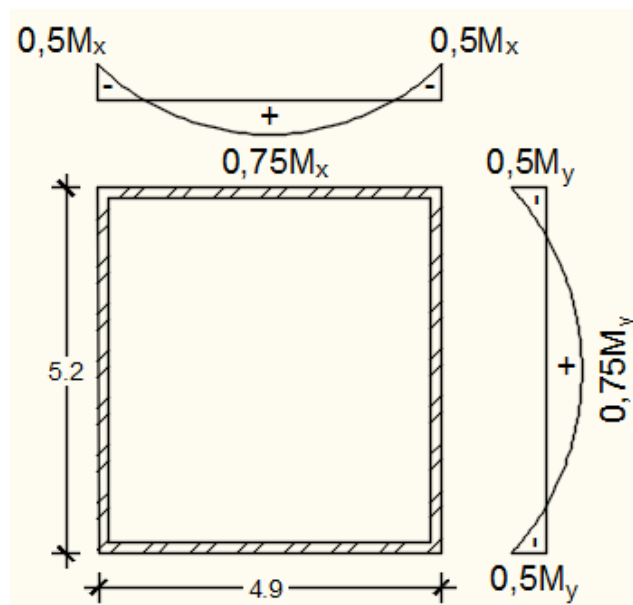
**b. Moment en appuis intermédiaires :**

$$Ma_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 189,13 = 94,57 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 163,80 = 81,90 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1ml = 137 \times 1m_L = 137 \text{ KN}/m_L$$



**Fig.IX.7:** Schéma du panneau de la dalle.

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0,0491 \\ \mu_y^s = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0491 \times 137 \times 4,90^2 = 161,50 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,9087 \times 161,50 = 146,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**c. Moment en travée :**

$$Mt_x^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 161,50 = 121,13 \text{ KN.m}$$

$$Mt_y^s = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 146,75 = 110,06 \text{ KN.m}$$

**d. Moment en appuis intermédiaires :**

$$Ma_x^s = 0,5 \times M_x^s = 0,5 \times 161,50 = 80,75 \text{ KN.m}$$

$$Ma_y^s = 0,5 \times M_y^s = 0,5 \times 146,75 = 73,38 \text{ KN.m}$$

**Tableau IX.2 :** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	141,85	94,57	121,13	80,75
Sens Y-Y	122,85	81,90	110,06	73,38

• **Calcul des armatures :**

**a. Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.  
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

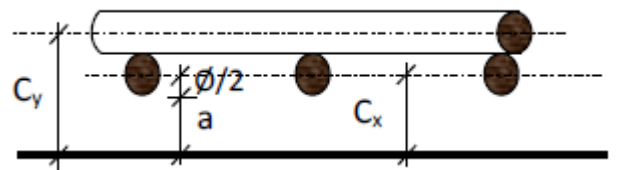
$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

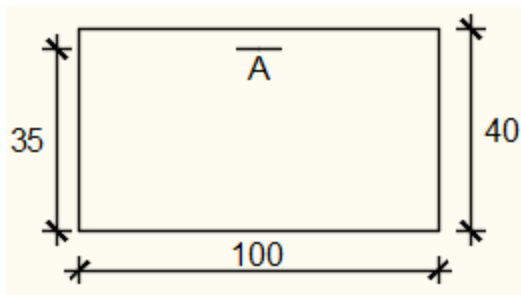
$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$



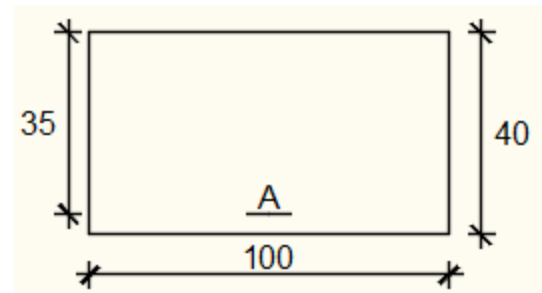
**Fig.IX.8:** Enrobage.

b. Section de Calcul :

❖ Sens X-X :



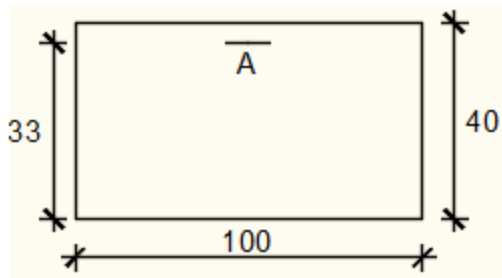
• En travée



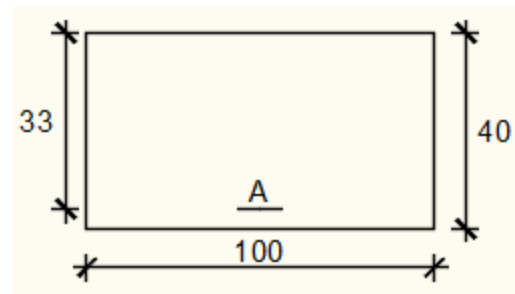
• En appuis

**Fig.IX.9:** Section de calcul dans le sens xx.

❖ Sens Y-Y :



• En travée



• En appuis

**Fig.IX.10:** Section de calcul dans le sens yy.

• Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

❖ Sens X-X :

a) En travées :

$$Mt_x^u = 141,85 \text{ KN.m} = 141850 \text{ N.M}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{141850}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,081$$

$$\mu = 0,081 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,105$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,958$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{141850}{348 \times 0,958 \times 35} = 12,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 12,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T20/\text{ml} \rightarrow A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

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

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 121,13 \text{ KN.m} = 121130 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,71}{100} = 2,36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,36 = 165,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,36 + \sqrt{2,36^2 + 165,2} = 10,70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,70^3}{3} + 15 \times 15,71 \times (35 - 10,70)^2 = 179983,74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{121130}{179983,74} = 0,67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,67 \times (35 - 10,70) = 244,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{121130}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0049$$

$$\mu_1 = 0,0049 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,889 \\ K_1 = 30,04 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{30,04} = 6,71 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{121130}{201,63 \times 0,889 \times 35} = 19,30 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$7T20/\text{ml} \rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 14\text{cm})$$

- b) En appuis :

$$M_a^u = 94,57 \text{ KN.m} = 94570 \text{ N.m}$$

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

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{94570}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,054$$

$$\mu = 0,054 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{94570}{348 \times 0,972 \times 35} = 7,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$6T14/\text{ml} \rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 15\text{cm})$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 80,75 \text{ KN.m} = 80750 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,38 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1,38 = 96,6 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,36 + \sqrt{1,36^2 + 96,6} = 8,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,56^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (35 - 8,56)^2 = 117799,00 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{80750}{117799,00} = 0,68$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,68 \times (35 - 8,56) = 269,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{80750}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0032$$

$$\mu_1 = 0,0032 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,907 \\ K_1 = 38,76 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{38,76} = 5,20 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{80750}{201,63 \times 0,907 \times 35} = 12,61 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T16/ml \rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T16 \rightarrow e = 14\text{cm})$$

❖ **Sens Y-Y :**

c) **En travées :**

$$M_{tx}^u = 122,85 \text{ KN.m} = 122850 \text{ N.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{122850}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,103$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,958$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{122850}{348 \times 0,958 \times 33} = 11,17 \text{ cm}^2/ml$$

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

Acier FeE400 :  $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 11,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Choix des armatures :

5T20/ml  $\rightarrow A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T20  $\rightarrow e = 20\text{cm}$ )

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

$$M_t^{\text{ser}} = 110,06 \text{ KN.m} = 110060 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,71}{100} = 2,36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 2,36 = 155,76 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,36 + \sqrt{2,36^2 + 155,76} = 10,34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,34^3}{3} + 15 \times 15,71 \times (33 - 10,34)^2 = 157850,77 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{110060}{157850,77} = 0,69$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,69 \times (33 - 10,34) = 234,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$  le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{110060}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0050$$

$$\mu_1 = 0,0050 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,888 \\ K_1 = 29,64 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{29,64} = 6,80 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{110060}{201,63 \times 0,888 \times 33} = 18,62 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

6T20/ml  $\rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T20 → e = 15cm)

**Remarque :**

Pour des Raison Pratique on prendra (e=14cm)

**d) En appuis:**

$$\mathbf{Ma_x^u = 81,90 \text{ KN.m} = 81900 \text{ N.m}}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{81900}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,052$$

$$\mu = 0,052 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,067$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,973$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{81900}{348 \times 0,973 \times 33} = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T20 → e = 15cm)

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\mathbf{Mt_x^{\text{ser}} = 73,38 \text{ KN.m} = 73380 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,15 = 75,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,15 + \sqrt{1,15^2 + 75,9} = 7,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,64^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (33 - 7,64)^2 = 89146,26 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{73380}{89146,26} = 0,82$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,82 \times (33 - 7,64) = 311,928 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{73380}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0033$$

$$\mu_1 = 0,0033 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,906 \\ K_1 = 38,19 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{38,19} = 5,27 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{73380}{201,63 \times 0,906 \times 33} = 12,17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T16/ml \rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T16 \rightarrow e = 14\text{cm})$$

**IX.4.2- Ferrailage du d\u00e9bordement :**

Le d\u00e9bordement est de 50 cm de chaque cot\u00e9

- \u25ba **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 183 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 183 \times 1\text{m}_L = 183 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -183 \times \frac{0,50^2}{2} = -23,50 \text{ KN.m}$$

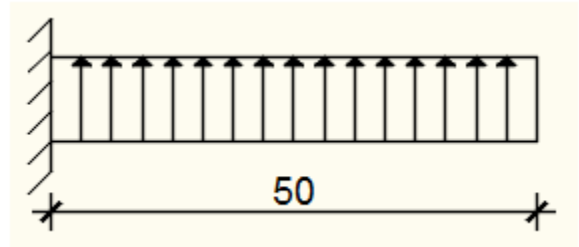
- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23500}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,012$$

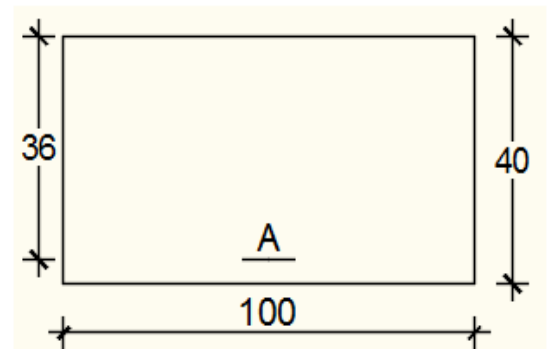
$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$



**Fig.IX.11** : Sch\u00e9ma statique du d\u00e9bordement.



**Fig.IX.12** : Section de calcul.

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23500}{348 \times 0,994 \times 36} = 1,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 20\text{cm})$$

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

$$\sigma_m = 137 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 137 \times 1\text{m}_L = 137 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -137 \times \frac{0,50^2}{2} = -17,12 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,05^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,05)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{17120}{107617,56} = 0,16$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (36 - 8,05) = 67,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

**Remarque :**

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

**a. Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 188 \times 0,5 = 94 \text{ KN}$$

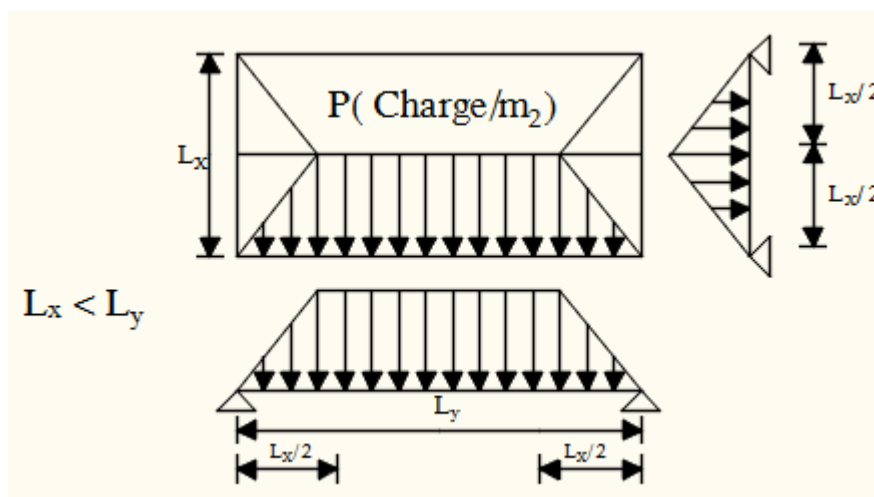
$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{94000}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} : \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

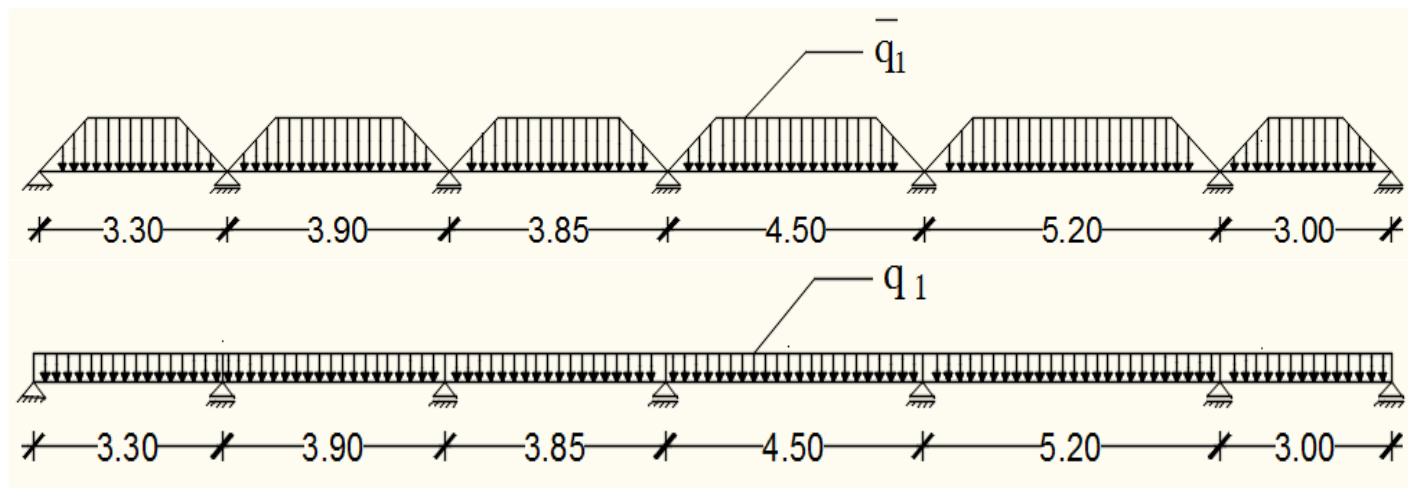
$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IX.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages) :**

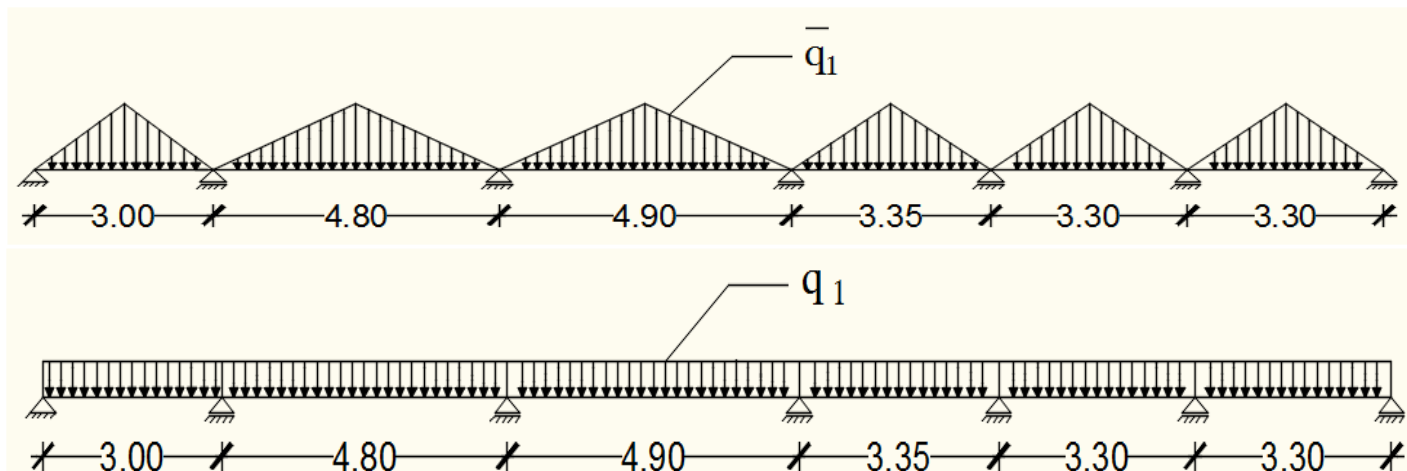
Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).



**Fig. VIII.13:** la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.



**Fig.IX.14:** Distribution des charges sur les poutres principales.



**Fig. IX.15** : Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

$\bar{q}_1$  : Charge surfacique provenant du radier (en [KN/m<sup>2</sup>]).

$q_1$  : Charge linéaire équivalente (en [KN/m<sub>L</sub>]).

Pour une charge trapézoïdale :  $q_1^p = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$

Pour une charge triangulaire:  $q_1^t = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$

- **Charges équivalentes** :

Avec :  $L_x = 4,90\text{m}$  ;  $L_y = 5,20\text{m}$

- ❖ **Poutre principale** :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 188 \text{ KN/m}^2$

$$q_{ep}^u = \left[ 188 \times \frac{5,20 + (5,20 - 4,90)}{2} \right] \times \frac{4,90}{5,20} \Rightarrow q_1^u = 487,17 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 137 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{ser}} = \left[ 137 \times \frac{5,20 + (5,20 - 4,90)}{2} \right] \times \frac{4,90}{5,20} \Rightarrow q_1^{\text{ser}} = 355,01 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{\text{acc}} = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = 224 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{acc}} = \left[ 224 \times \frac{5,20 + (5,20 - 4,90)}{2} \right] \times \frac{4,90}{5,20} \Rightarrow q_1^{\text{acc}} = 580,46 \text{ KN/m}_L$$

❖ Poutre secondaire :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = \sigma_m = 188 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^u = \left[ 188 \times \frac{4,90}{2} \right] \Rightarrow q_1^u = 460,60 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^u = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = \sigma_m = 137 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{ser}} = \left[ 137 \times \frac{4,90}{2} \right] \Rightarrow q_1^{\text{ser}} = 335,65 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{\text{acc}} = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec :  $\bar{q}_1 = \sigma_m = 224 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{\text{acc}} = \left[ 224 \times \frac{4,90}{2} \right] \Rightarrow q_1^{\text{acc}} = 548,80 \text{ KN/m}_L$$

**Tableau IX.3** : Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

		$\bar{q}_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	q [KN/m <sub>L</sub> ]
<b>Poutre principale</b>	<b>ELU</b>	188	487,17
	<b>ELS</b>	137	355,01
	<b>ACC</b>	224	580,46
<b>Poutre secondaire</b>	<b>ELU</b>	188	460,60
	<b>ELS</b>	137	335,65
	<b>ACC</b>	224	548,80

**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.4** : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

<b>Sollicitations</b>	<b>Poutres Principales</b>		<b>Poutres secondaires</b>	
	<b>Travées</b>	<b>Appuis</b>	<b>Travées</b>	<b>Appuis</b>
<b>Mu [KN.m]</b>	-663,80	1058,0	-526,0	996,80
<b>Mser [KN.m]</b>	-483,80	771,00	-383,30	726,40
<b>Macc [KN.m]</b>	-791,00	1261,0	-626,80	1180,0
<b>Tu [KN]</b>	1295,0		1184,0	

- **Calcul des armatures :**

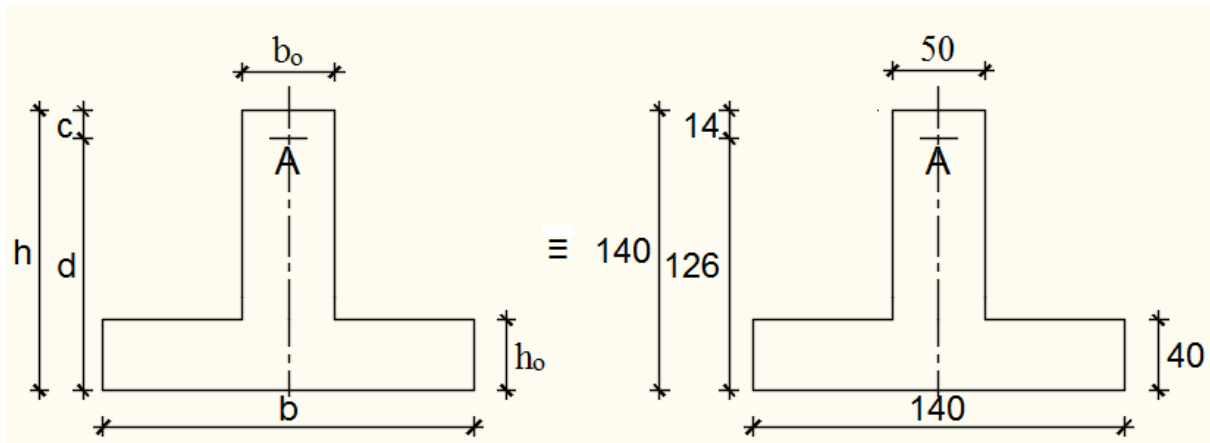
- A. **En travée :**

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

$$M_t^u = 663800 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

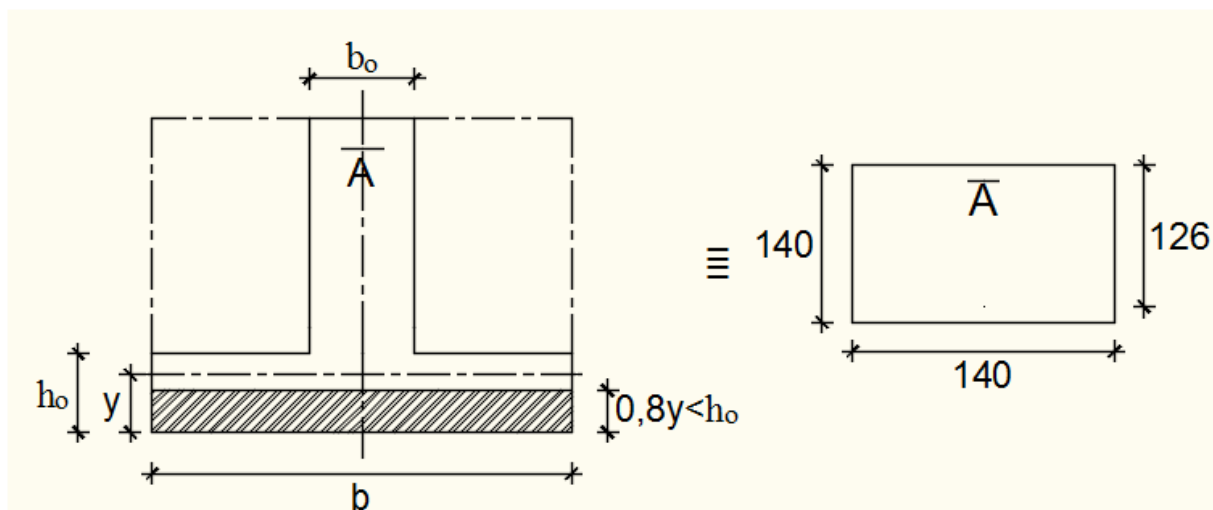
$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$



**Fig. IX.16** : Section de calcul.

$$M_T = 14,2 \times 140 \times 40 \times \left(126 - \frac{40}{2}\right) \Rightarrow M_T = 9542400 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 663800 \text{ N.m} < M_T = 9542400 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h)$



**Fig. IX.17**: Section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{663800}{14,2 \times 140 \times 126^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{A n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,026$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{663800}{348 \times 0,989 \times 126} = 15,30 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 126 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 15,30 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{\text{acc}} = 791000 \text{ N.m}$$

$M_t^{\text{acc}} = 791000 \text{ N.m} < M_T = 4970000 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b × h)

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{791000}{18,48 \times 140 \times 126^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow \text{A n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{791000}{400 \times 0,991 \times 126} = 15,83 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}; A_t^{\text{acc}}) \Rightarrow A_t^u = 15,83 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 6T20  $\longrightarrow$   $A_t = 15,85 \text{ cm}^2$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 483800 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{140 \times 40^2}{2} - 15 \times 15,85 \times (126 - 40) = 91553,5 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b × h).

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,85}{140} = 1,69 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 1,69 = 425,88 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,69 + \sqrt{1,69^2 + 425,88} = 19,01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 19,01^3}{3} + 15 \times 15,85 \times (126 - 19,01)^2 = 2950485,51 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{483800}{2950485,51} = 0,16$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (126 - 19,01) = 256,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{483800}{201,63 \times 140 \times (126)^2} = 0,00107$$

$$\mu_1 = 0,00107 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,944 \\ K_1 = 74,29 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{74,29} = 2,71 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{483800}{201,63 \times 0,944 \times 126} = 20,17 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$12T16 \rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2$$

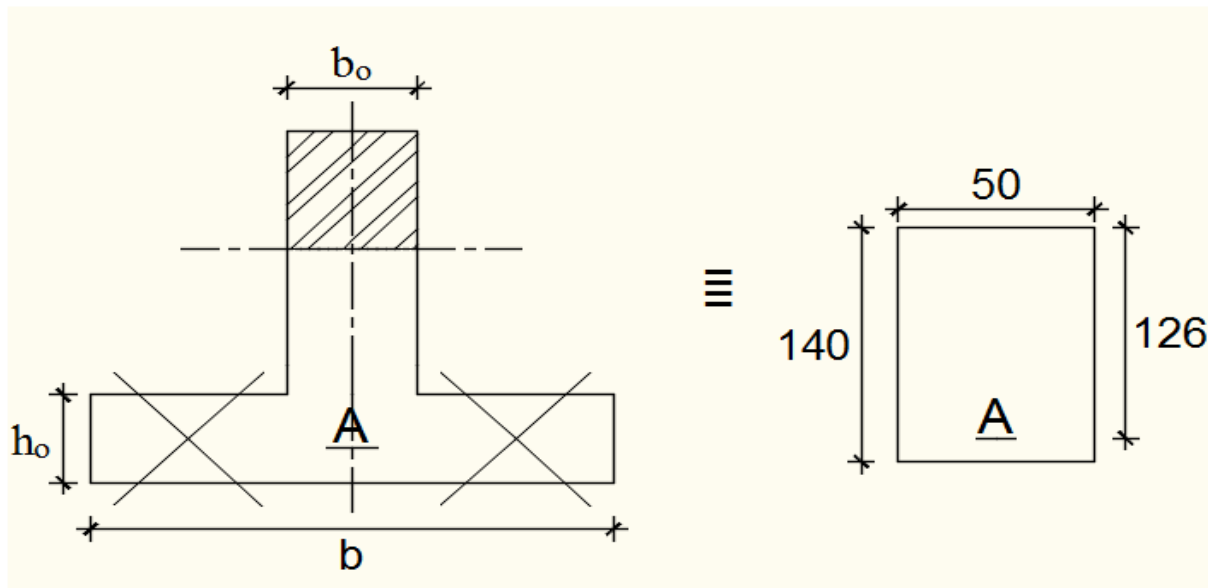
**B. En appuis:**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -1058000 \text{ N.m}$$

**Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue  $\Rightarrow$  on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (50 \times 140) \text{ cm}^2$ .



**Fig. IX.18:** Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1058000}{14,2 \times 50 \times 126^2} = 0,093$$

$$\mu = 0,093 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,12$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1058000}{348 \times 0,952 \times 126} = 25,34 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_a^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 25,34 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{\text{acc}} = -1261000 \text{ N.m}$$

**Remarque :**

La table de compression se trouve dans la partie tendue  $\Rightarrow$  on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (50 \times 140) \text{ cm}^2$ .

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{1261000}{18,48 \times 50 \times 126^2} = 0,085$$

$$\mu = 0,085 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,956$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1261000}{400 \times 0,956 \times 126} = 26,17 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{min}; A_a^{acc}) \Rightarrow A_a^u = 26,17 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 10T20  $\longrightarrow$   $A_a = 31,42 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -771000 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 31,42}{50} = 9,42 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 126 \times 9,42 = 2373,84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -9,42 + \sqrt{9,42^2 + 2373,84} = 40,20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{50 \times 40,20^3}{3} + 15 \times 31,42 \times (126 - 40,20)^2 = 4552287,73 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{771000}{4552287,73} = 0,17$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (126 - 40,20) = 218,79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{matrix} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b_0 \times d^2} = \frac{771000}{201,63 \times 50 \times (126)^2} = 0,0048$$

$$\mu_1 = 0,0048 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,890 \\ K_1 = 30,45 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{30,45} = 6,62 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{771000}{201,63 \times 0,890 \times 126} = 34,09 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 12T20  $\rightarrow A = 37,70 \text{ cm}^2$

**Tableau IX.5** : Tableau récapitulatif des choix des armatures

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
<b>A<sub>u</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	15,30	25,34	12,11	23,89
<b>A<sub>acc</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	15,83	31,42	12,54	24,64
<b>A<sub>min</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	7,60	7,60	7,60	7,60
<b>A=max (A<sub>u</sub> ; A<sub>acc</sub> ; A<sub>min</sub>)</b>	15,83	31,42	12,54	24,64
<b>Choix des armatures</b>	<b>8T20</b>	<b>12T20</b>	<b>6T20</b>	<b>12T20</b>
<b>A corr [cm<sup>2</sup>]</b>	25,13	37,70	18,85	37,70

- Armatures transversales :

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1295000}{140 \times 126 \times 100} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

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

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 126 \Rightarrow a = 113,4 \text{ cm}$  et  $b_0 = 50 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = 1295000 \text{ N} \leq 0,267 \times 113,4 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3784725 \text{ N}$$

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

**a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieure : [CBA93/A.5.1.3.2.1]**

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{sup}} = 18,85 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 1295000 - \frac{1058000}{0,9 \times 1,26} \right] \times 10^{-2} = 10,40 \text{ cm} \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

**c. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  : [Article BAEL91/4.2.3]**

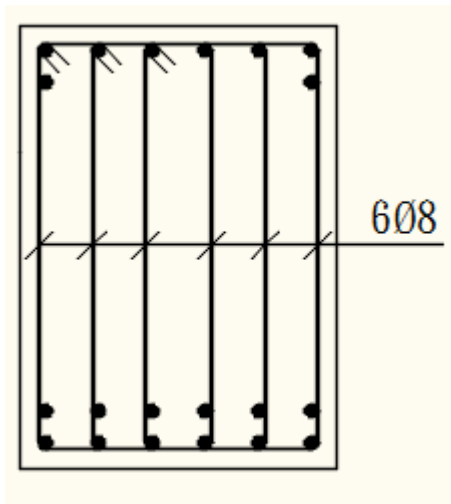
- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{140}{35} ; \frac{50}{10} ; 2 \right) = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 6\phi_8 \rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ (3cadre).}$$



**Fig.IX.19** : Armatures transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,02 \times 0,80 \times 235}{50 \times (0,73 - 0,3 \times 2,1)} = 113,55 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(113,4 ; 40) = 40 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,02 \times 235}{0,4 \times 50} = 35,49 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 35,49 \text{ cm}$$

• **Selon le RPA99 (version2003) :**

➤ Zone nodale :

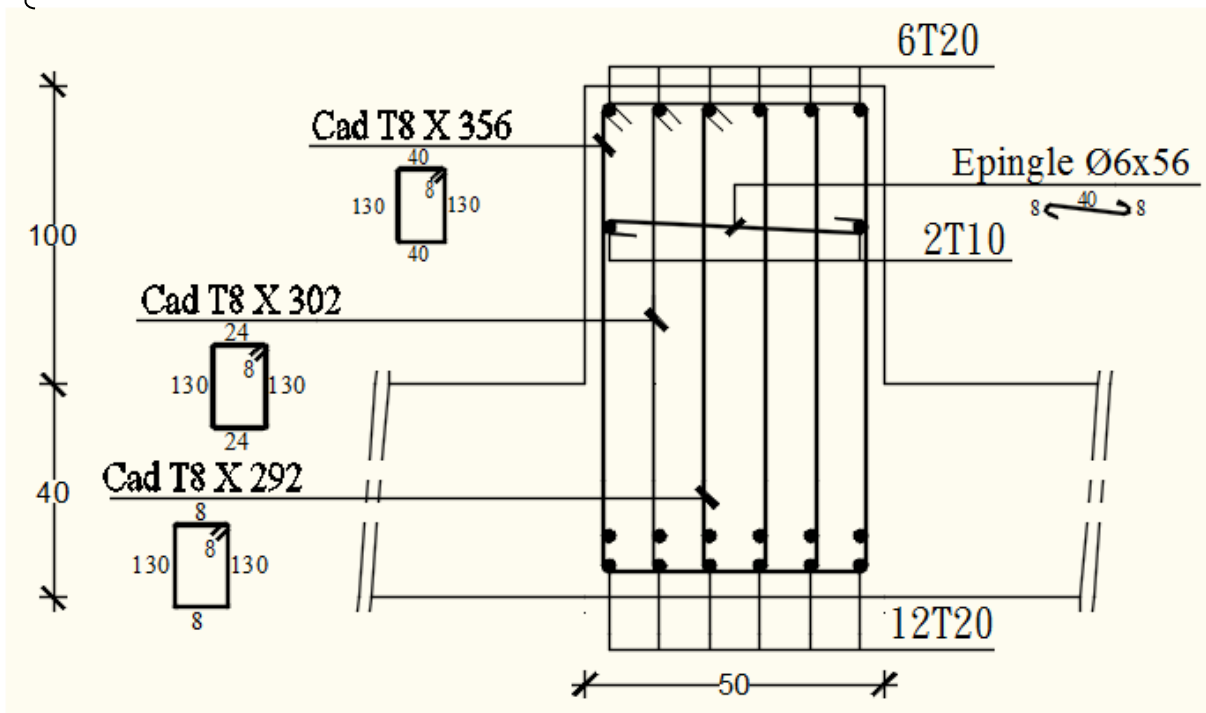
$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \emptyset\right) = \min\left(\frac{140}{4} ; 12 \times 2\right) = 24 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

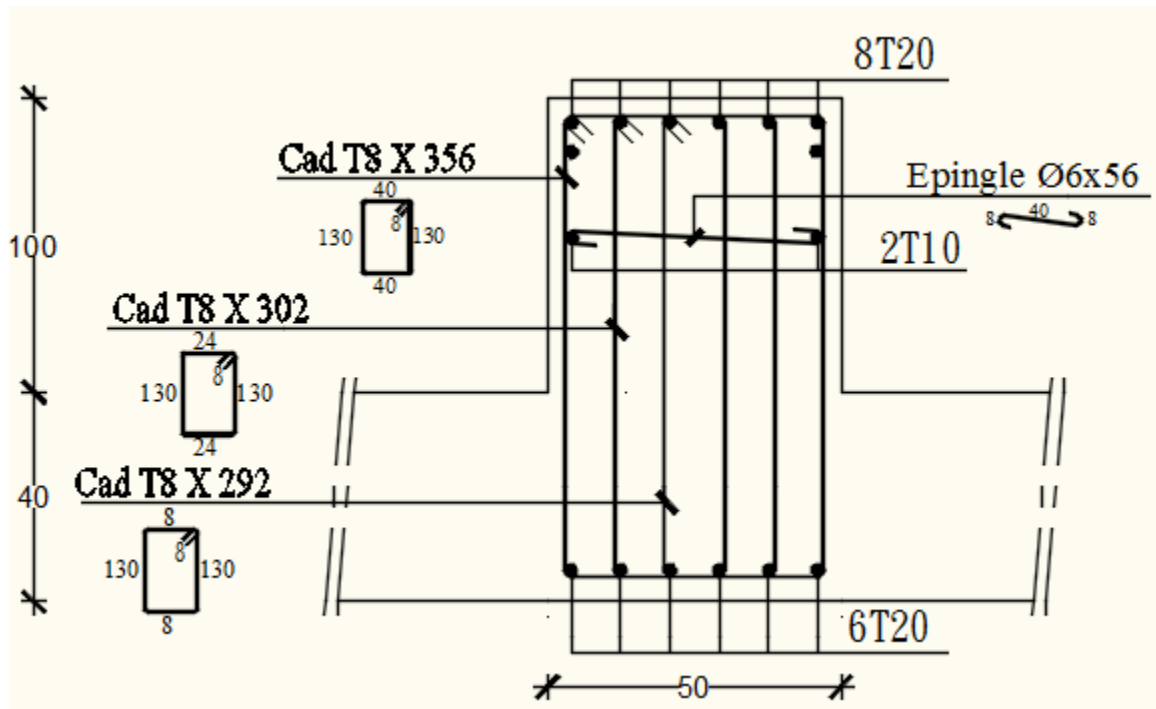
$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ cm}$$

Donc :

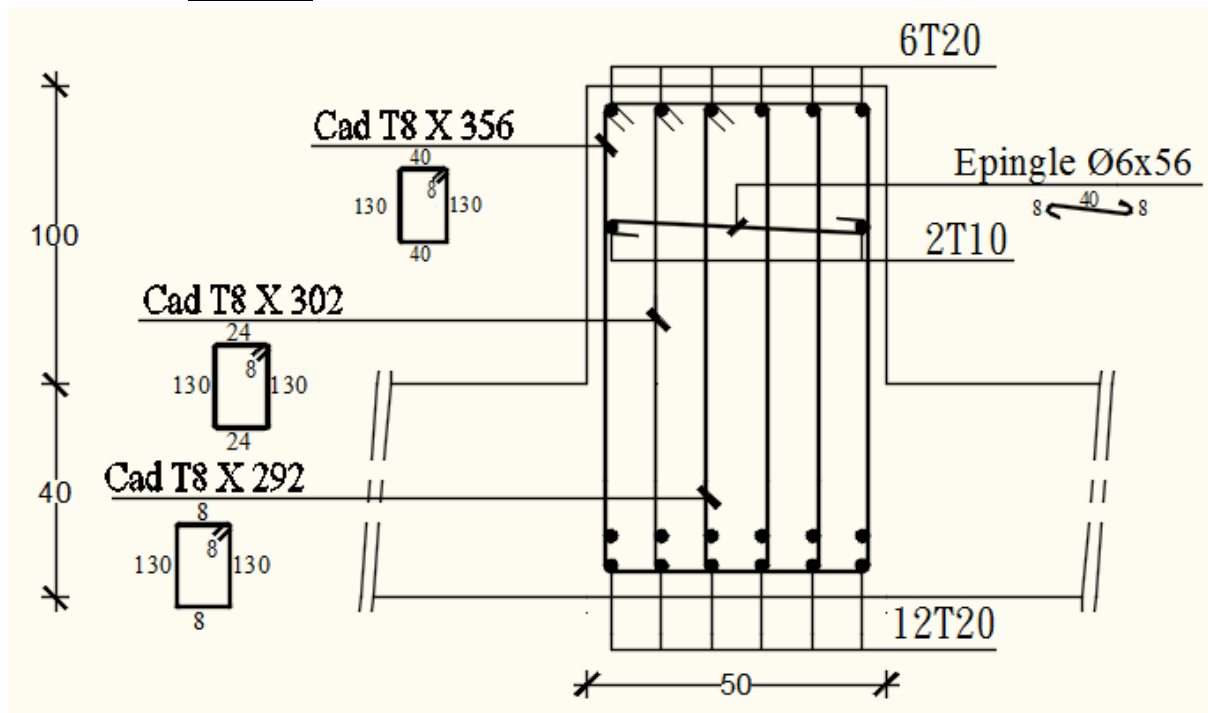
$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{array} \right.$$



**Fig.IX.20** : dessin de ferrailage d'une poutre principale en appuis.



**Fig.IX.21** : dessin de ferrailage d'une poutre principale en travée.



**Fig.IX.22** : dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en appuis.

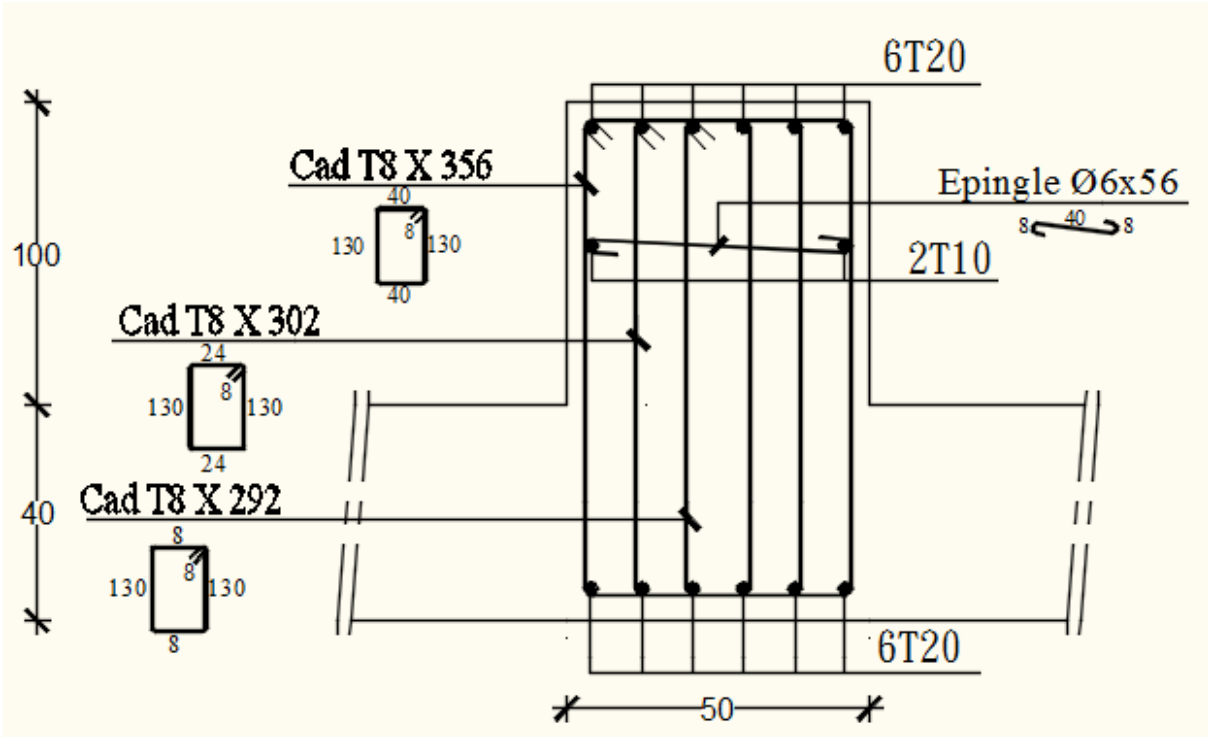


Fig.IV.23 : dessin de ferrailage d'une poutre secondaire en travée.

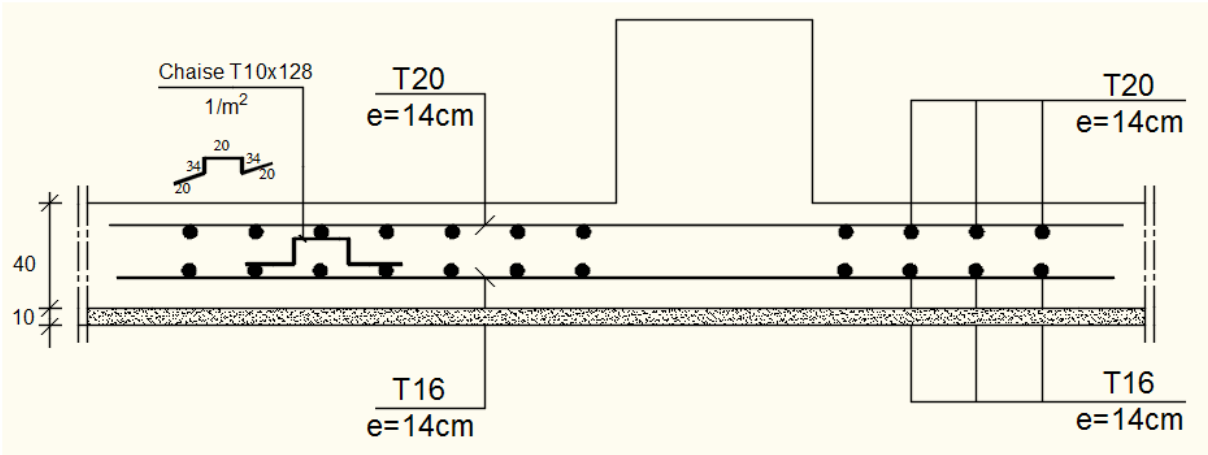


Fig.IX.24 : ferrailage de la dalle de radier.

**IX.6- Etude des longrines : [RPA99/V2003/A. 10.1.]**

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$  ; Avec:

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : min (20cm ; 15 $\Phi$ ).

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- ❖ 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- ❖ 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Dans notre cas on a :  $\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Site S3} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 12,2584,6577$

On prendra une section de (30 x 30)

$$N_u = 2584,66 \text{ KN} \Rightarrow F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2584,66}{12} = 215,39 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1891,71 \text{ KN} \Rightarrow F_{ser} = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1891,71}{12} = 157,64 \text{ KN}$$

- **Détermination des armatures :**

- Etat limite ultime :

$$A^u = \frac{F_u}{100 \times \sigma_{10}} \quad \text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{215390}{100 \times 348} = 6,19 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service :

$$\text{Fissuration préjudiciable min : } \bar{\sigma}_s = \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{F_{ser}}{100 \times \sigma_{10}} = \frac{157640}{100 \times 201,63} = 7,82 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A^u ; A^{ser}) = \max(6,19 ; 7,82) \Rightarrow A = 7,82 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

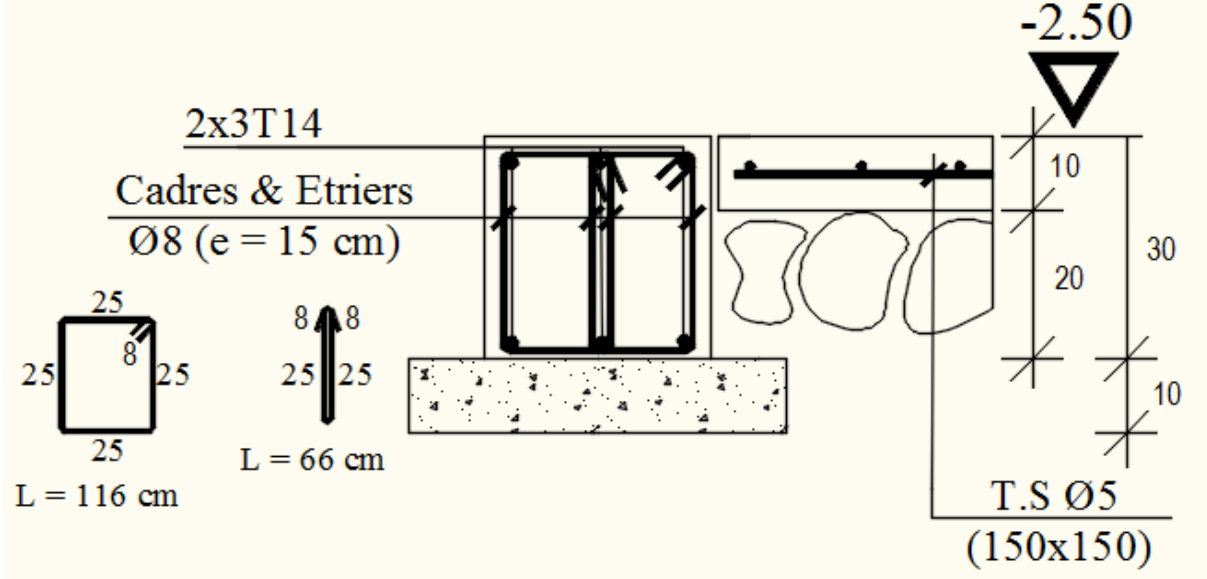
$$6T14 \rightarrow A = 9,29 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$B \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}}$$

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \leq \frac{9,29 \times 400}{2,1} = 1769,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section de béton est vérifiée}$$

- Dessin de Ferrailage :



**Fig.IX.25** : dessin de ferrailage de longrine.

## Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur les parties étudiées.

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

Nous avons remarqué que la quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre torsion donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

## Bibliographie

- **Livre :**

- [1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »  
Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées; Édition - 5 novembre 1999.
- [2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures  
Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.
- [3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des  
Publications universitaires ALGER 1992.

- **Règlements :**

- [4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges  
D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.
- [5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul  
Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires  
ALGER 1992.
- [6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne  
RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- **Logiciels et programmes :**

- ✓ **AUTOCAD 2020** (Dessin)
- ✓ **Etabs 2016** (Analyse des structures).

# **Annexes**

## Annexes N° 01

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>∅</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,08	12,57
<b>2</b>	0,4	0,56	1,0	1,58	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,16	25,14
<b>3</b>	0,6	0,84	1,5	2,37	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,24	37,71
<b>4</b>	0,8	1,12	2,0	3,16	4,52	6,16	8,04	12,56	19,64	32,32	50,28
<b>5</b>	1	1,4	2,5	3,95	5,65	7,7	10,05	15,7	24,55	40,4	62,85
<b>6</b>	1,2	1,68	3,0	4,74	6,78	9,24	12,06	18,84	29,46	48,48	75,42
<b>7</b>	1,4	1,96	3,5	5,53	7,91	10,78	14,07	21,98	34,37	56,56	87,99
<b>8</b>	1,6	2,24	4,0	6,32	9,04	12,32	16,08	25,12	39,28	64,64	100,56
<b>9</b>	1,8	2,52	4,5	7,11	10,17	13,86	18,09	28,26	44,19	72,72	113,13
<b>10</b>	2	2,8	5,0	7,9	11,3	15,4	20,1	31,4	49,1	80,8	125,7
<b>11</b>	2,2	3,08	5,5	8,69	12,43	16,94	22,11	34,54	54,01	88,88	138,27
<b>12</b>	2,4	3,36	6,0	9,48	13,56	18,48	24,12	37,68	58,92	96,96	150,84
<b>13</b>	2,6	3,64	6,5	10,27	14,69	20,02	26,13	40,82	63,83	105,04	163,41
<b>14</b>	2,8	3,92	7,0	11,06	15,82	21,56	28,14	43,96	68,74	113,12	175,98
<b>15</b>	3	4,2	7,5	11,85	16,95	23,1	30,15	47,1	73,65	121,2	188,55
<b>16</b>	3,2	4,48	8,0	12,64	18,08	24,64	32,16	50,24	78,56	129,28	201,12
<b>17</b>	3,4	4,76	8,5	13,43	19,21	26,18	34,17	53,38	83,47	137,36	213,69
<b>18</b>	3,6	5,04	9,0	14,22	20,34	27,72	36,18	56,52	88,38	145,44	226,26
<b>19</b>	3,8	5,32	9,5	15,01	21,47	29,26	38,19	59,66	93,29	153,52	238,83
<b>20</b>	4	5,6	10,0	15,8	22,6	30,8	40,2	62,8	98,2	161,6	251,4

## Annexes N° 02

**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
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	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	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	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	0.045
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	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	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	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	0.027

### Annexes N° 03

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR				
$R_1 = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

## Annexes N° 04

TABLEAU 5 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,158	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0437	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,6	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,19	0,369

## Annexes N° 04

Valeurs de  $\alpha_1, \mu_1', \mu_1, k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

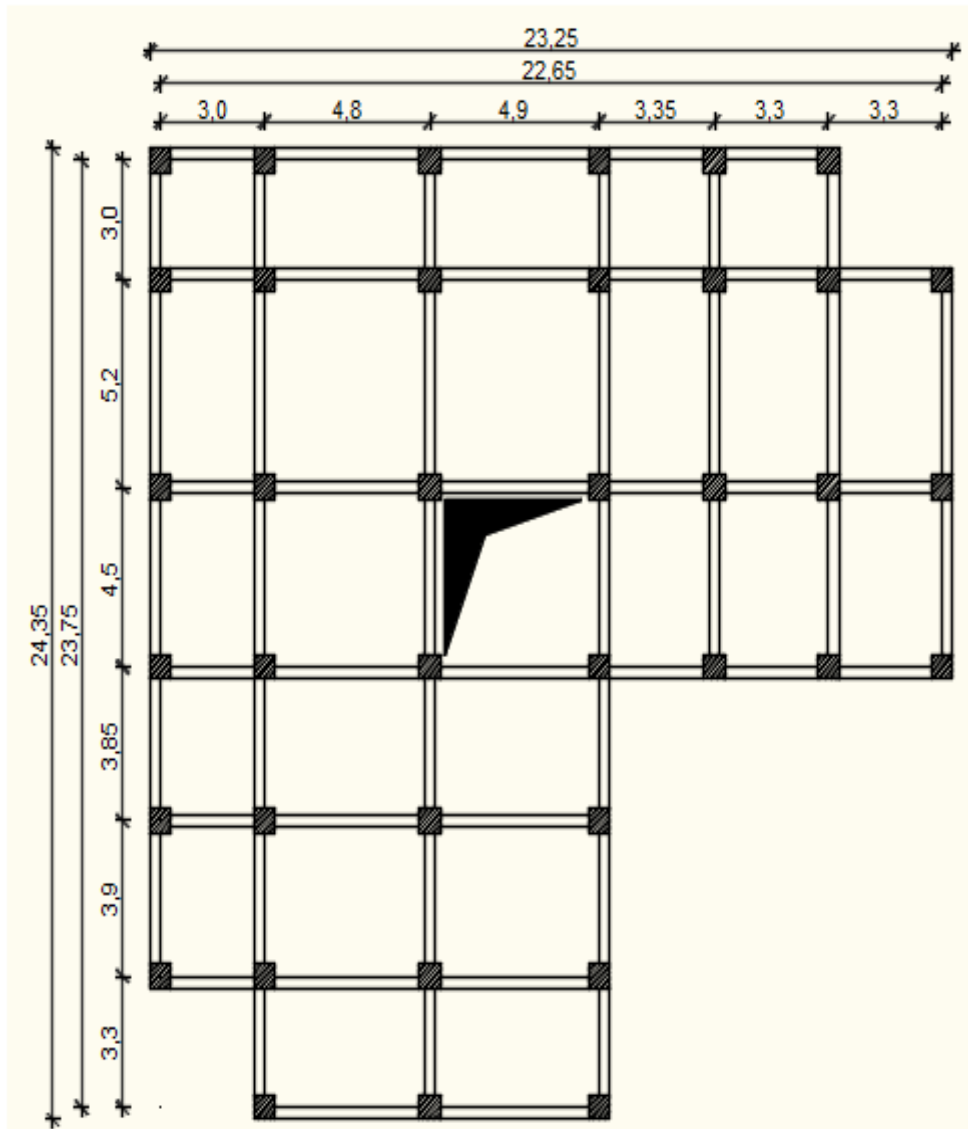
## Annexes N° 05

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,969	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	2,004	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	2,040	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	2,076	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	2,113	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	2,151	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	2,189	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	2,228	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507
0,816	0,552	0,2252	0,01850	12,17	2,267	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	2,307	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	2,348	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	2,390	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	2,432	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	2,475	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	2,519	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	2,563	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	2,608	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	2,654	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	2,701	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	2,749	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	2,797	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	2,847	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831
0,802	0,594	0,2382	0,02323	10,25	2,897	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	2,948	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	3,000	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	3,053	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	3,107	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	3,162	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	3,218	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665
0,795	0,615	0,2445	0,02603	9,39	3,275	0,755	0,735	0,2775	0,05131	5,41	6,795
0,794	0,618	0,2453	0,02646	9,27	3,333	0,754	0,738	0,2782	0,05227	5,32	6,929
0,793	0,621	0,2462	0,02690	9,15	3,392	0,753	0,741	0,2790	0,05323	5,24	7,067
0,792	0,624	0,2471	0,02734	9,04	3,452	0,752	0,744	0,2797	0,05420	5,16	7,207
0,791	0,627	0,2480	0,02779	8,92	3,513	0,751	0,747	0,2805	0,05520	5,08	7,352
0,790	0,630	0,2488	0,02825	8,81	3,576	0,750	0,750	0,2812	0,05624	5,00	7,500
0,789	0,633	0,2497	0,02871	8,70	3,639	0,749	0,753	0,2820	0,05731	4,92	7,652
0,788	0,636	0,2506	0,02919	8,58	3,704	0,748	0,756	0,2827	0,05840	4,84	7,808
0,787	0,639	0,2514	0,02968	8,47	3,770	0,747	0,759	0,2835	0,05952	4,76	7,968
0,786	0,642	0,2523	0,03017	8,36	3,838	0,746	0,762	0,2842	0,06067	4,68	8,132

## Annexes N° 06

Valeurs de  $\alpha_1, \mu'_1, \mu_1, k_1$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\beta_1$ .

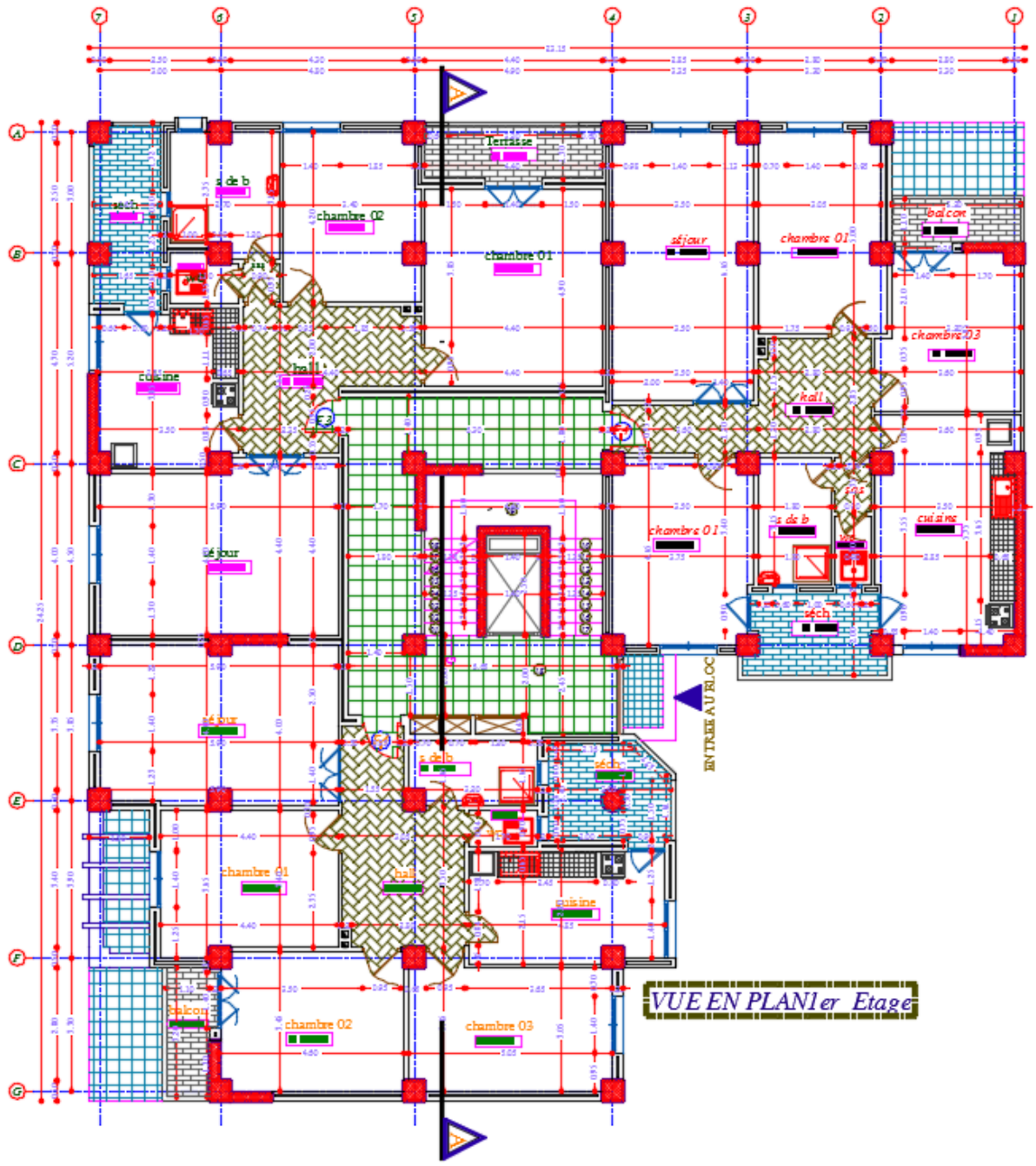
$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu'_1$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,744	0,768	0,2857	0,0630	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,741	0,777	0,2879	0,0668	4,305	9,02	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	30,51
0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63
0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18
0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,12
0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,95
0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,716	0,852	0,3050	0,1171	2,606	16,35	0,676	0,972	0,3285	0,7604	0,432	112,47
0,715	0,855	0,3057	0,1201	2,544	16,81	0,675	0,975	0,3291	0,8548	0,385	126,75
0,714	0,858	0,3063	0,1233	2,482	17,28	0,674	0,978	0,3296	0,9780	0,337	144,92
0,713	0,861	0,3069	0,1267	2,422	17,78	0,673	0,981	0,3301	1,1343	0,291	168,83
0,712	0,864	0,3076	0,1303	2,361	18,30	0,672	0,984	0,3306	1,3549	0,244	201,72
0,711	0,867	0,3082	0,1339	2,301	18,84	0,671	0,987	0,3311	1,6773	0,197	249,79
0,710	0,870	0,3088	0,1378	2,241	19,41	0,670	0,990	0,3316	2,1890	0,151	326,70
0,709	0,873	0,3095	0,1418	2,182	20,00	0,669	0,993	0,3321	3,1419	0,106	469,65
0,708	0,876	0,3101	0,1460	2,123	20,63	0,668	0,996	0,3327	5,5211	0,060	826,67
0,707	0,879	0,3107	0,1505	2,065	21,28						
0,706	0,882	0,3113	0,1551	2,007	21,98						



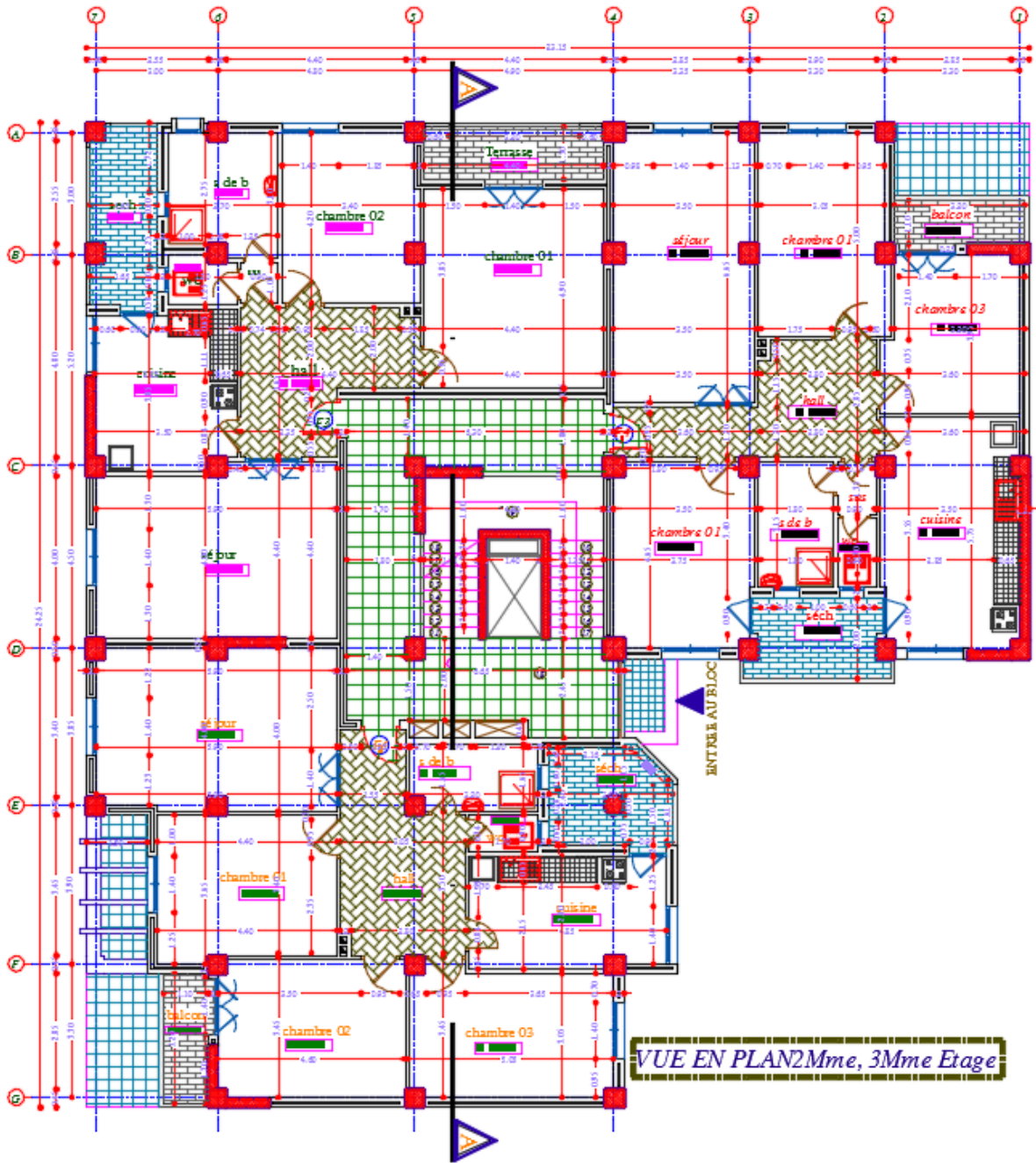
Vue en plan



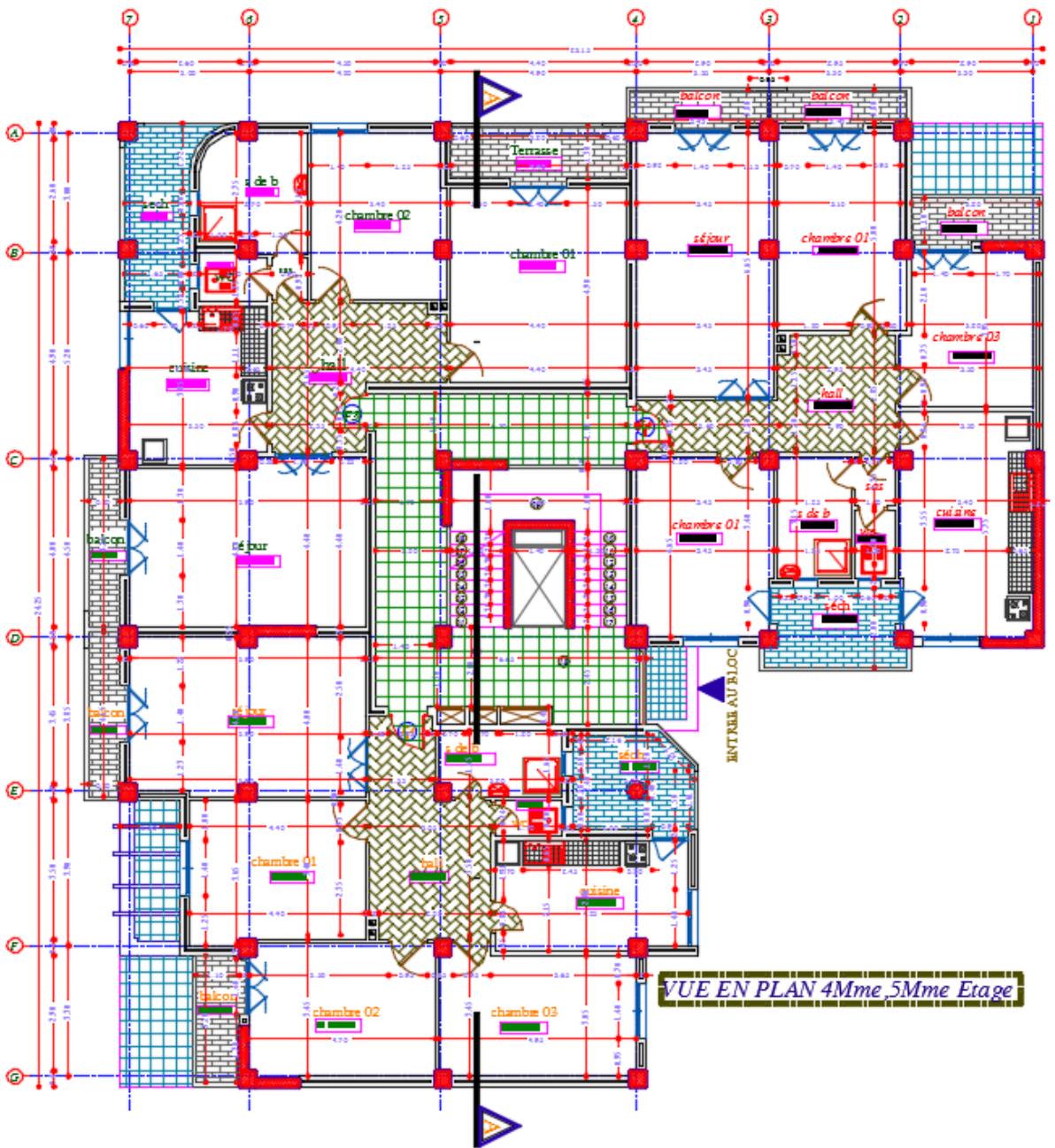




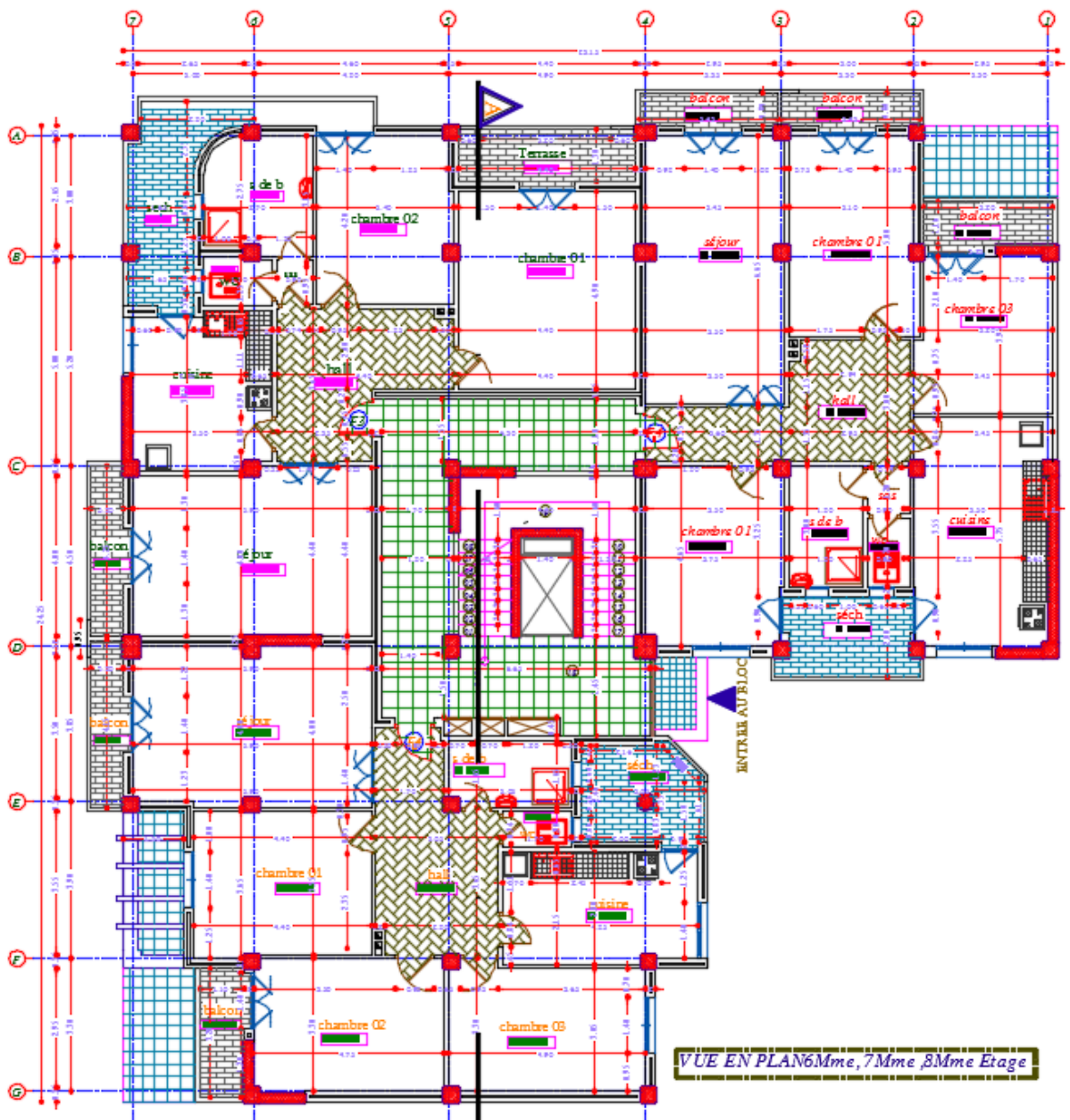
VUE EN PLAN 1er Etage



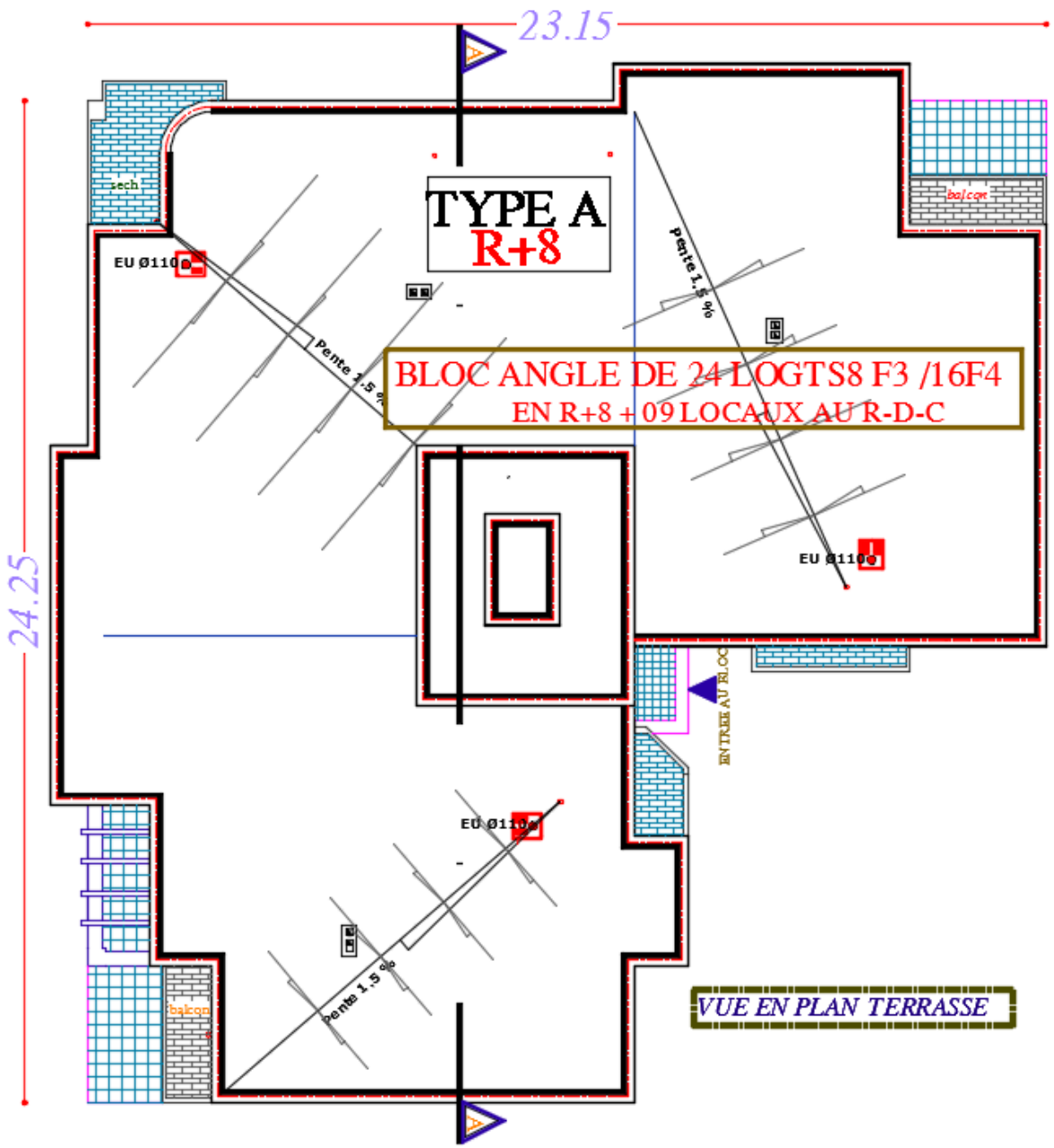
VUE EN PLAN 2<sup>ème</sup> 3<sup>ème</sup> Etage



VUE EN PLAN 4Mme, 5Mme Etage



VUE EN PLAN 6<sup>Mme</sup>, 7<sup>Mme</sup> & 8<sup>Mme</sup> Etage

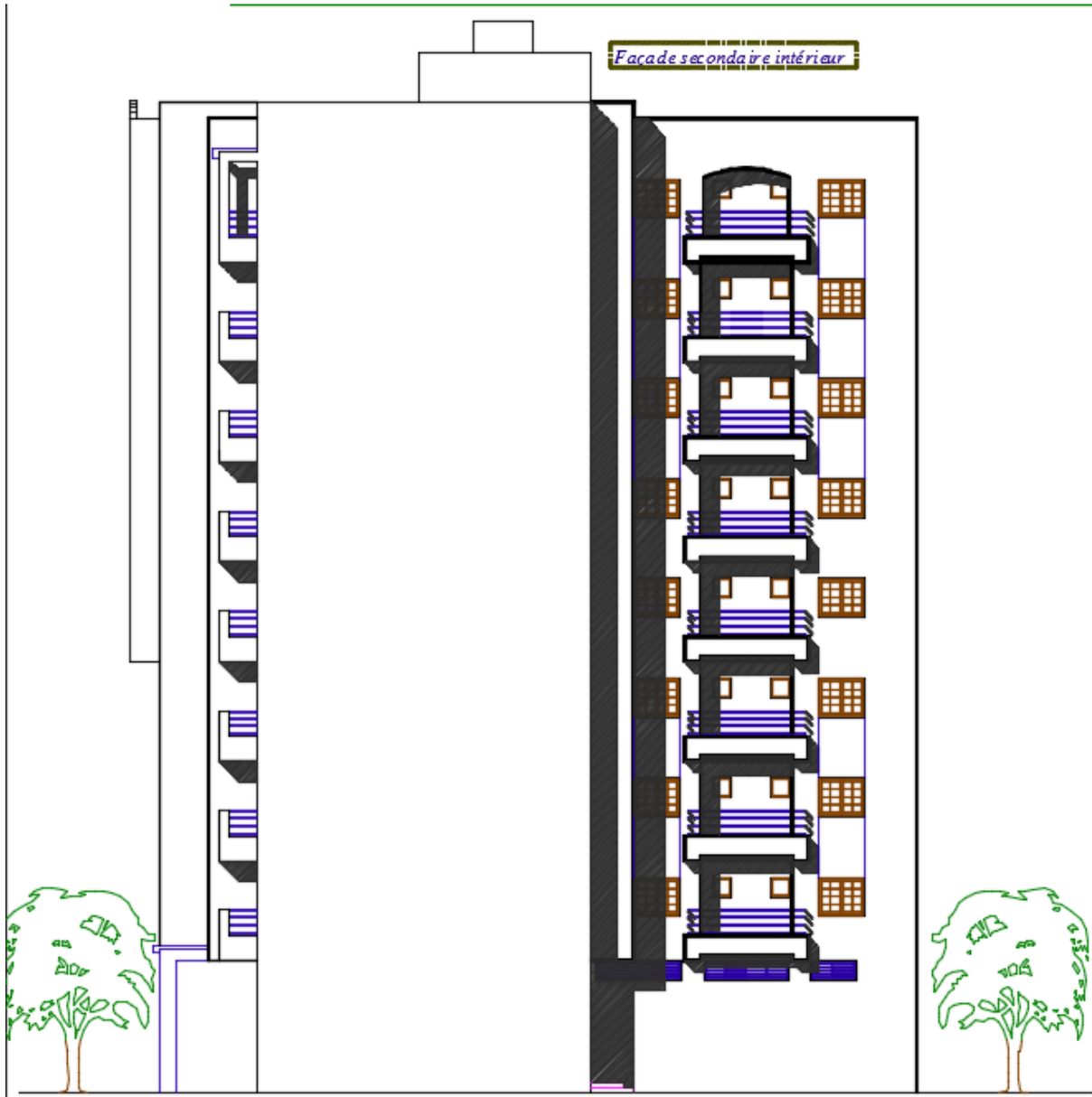


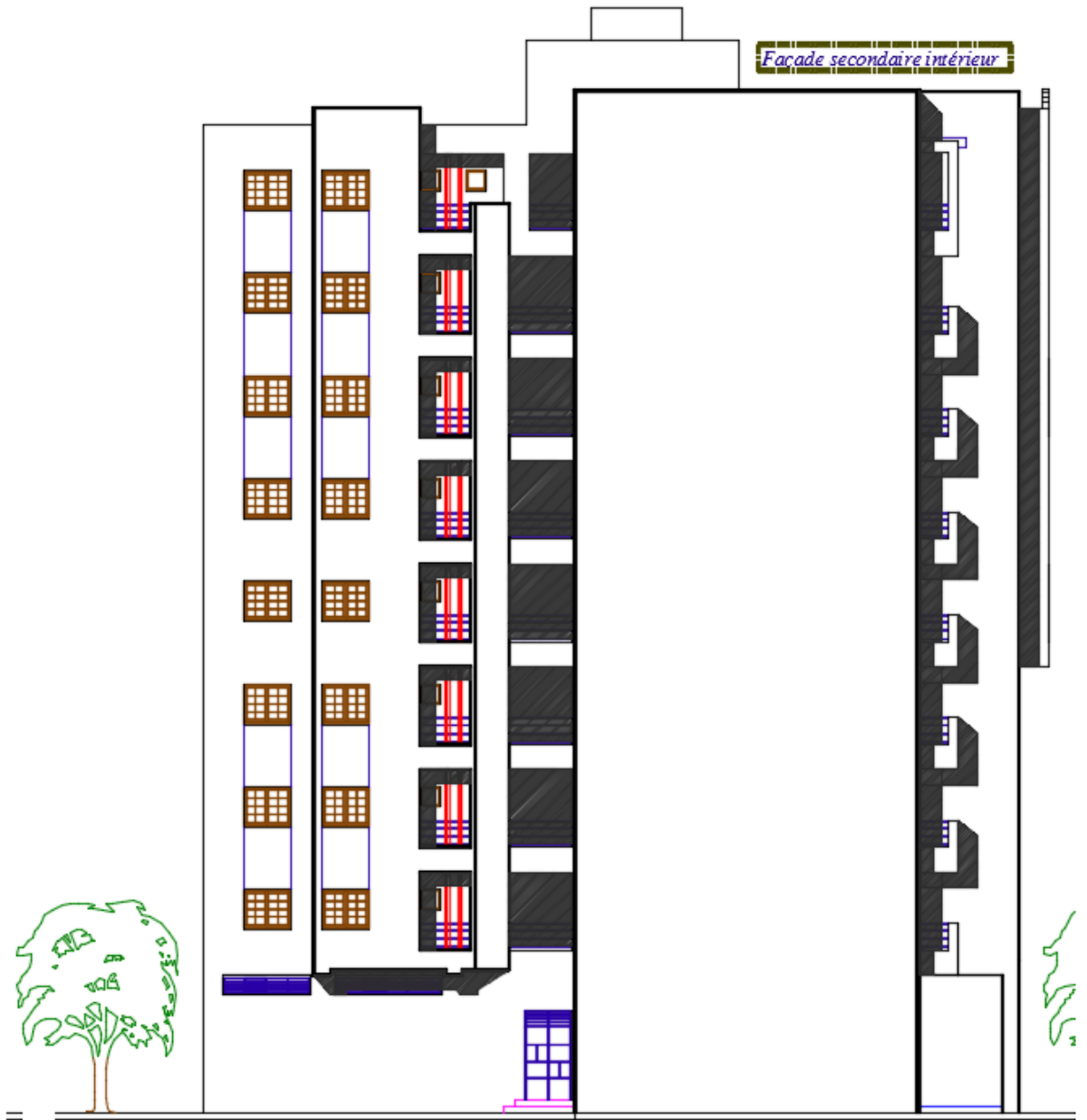
façade principale extérieur

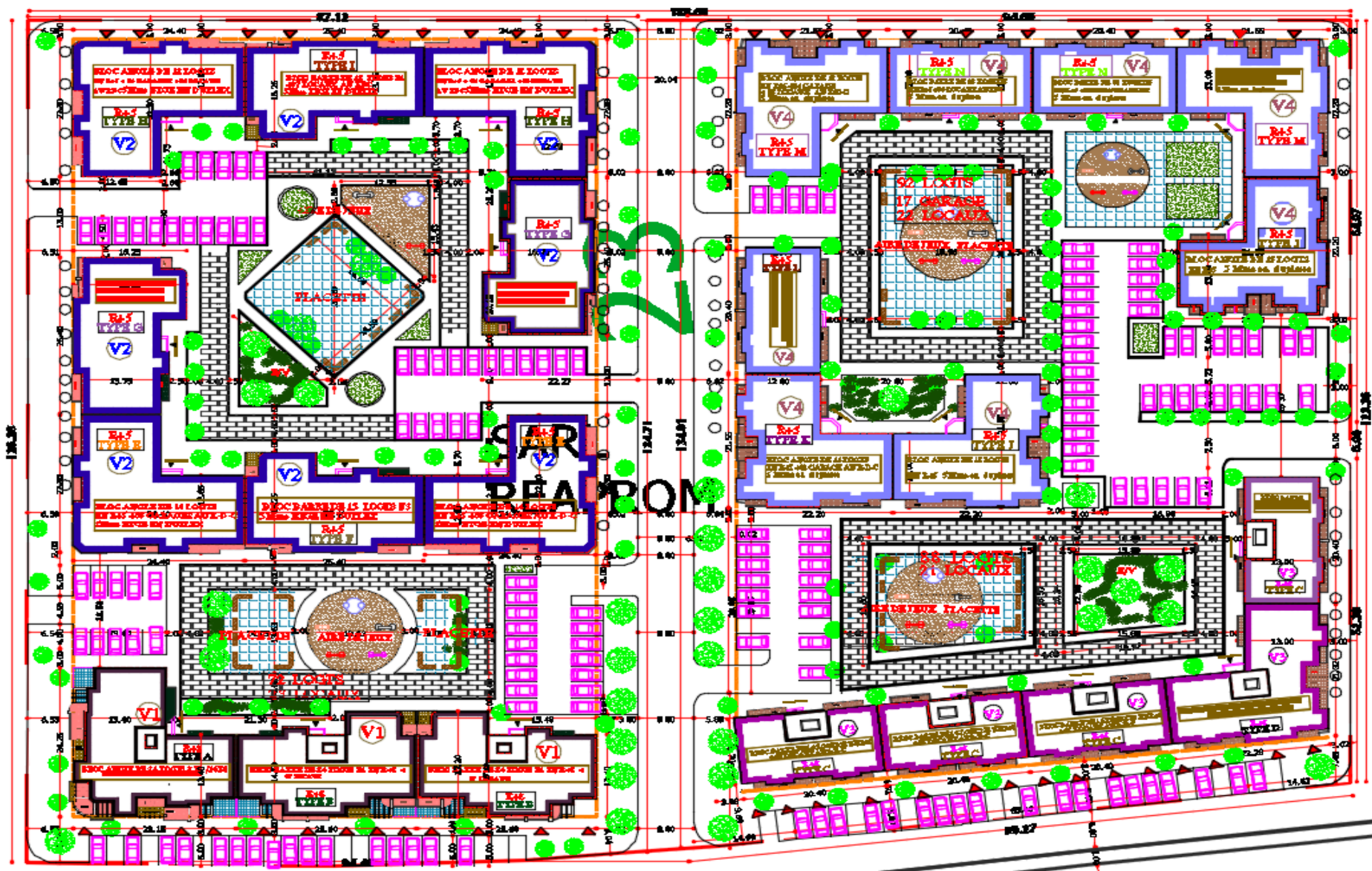


facade principale exterieur









PLAN DE MASSE 355 LOGTS