



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 + 11 étages)**

Présenté par :

1. MERNIZ AMINE.

Soutenu le 14 /09 / 2022 devant le jury composé de :

Président : Mr MEHALA TEWFIK

Examineur : Mr BELARIBI OMAR

Encadreur : Mr BELHOUARI FETHI

Année Universitaire : 2021 / 2022



*In the name of Allah, the Beneficent, the Merciful*

## *REMERCIEMENTS*

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

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Dr.FETHI BELHOUARI qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et ça disponibilité nous ont été bien utile, notamment pour la rédaction de ce projet.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, MEHALA TEWFIK et Dr. BELARIBI OMAR qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université ABDELHAMID IBN BADIS faculté de génie civil.

# *Dédicace*

Je dédie cet humble travail

Aux plus chers au monde

Mes parents, celles qui sont la joie de ma vie, la cause de mon  
Existence, grâce à ses encouragements, ses confiances et ses soutiens

Et mon père sauve la précieuse tumeur de ma mère qui a été

Soutien significatif pour moi dans tout mon parcours

académique sans Pendant toute la vie.

Que dieu garde mon pré et les protège.

Comme je dédie ce travail à mes meilleurs frères.

Même je dédie cette mémoire à tous mes amies et bien sûr à la plus

## 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 (11) 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 et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2019 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, ROBOT 2019, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض + طابق أرضي + 11 طابق 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 اصدار المعدل

99) BAEL91 , 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 والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية) الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات .

الكلمات المفتاحية: ROBOT 2019، RPA99 2003 اصدار ، 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 (11) floors, located in KHAROROBA the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

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

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

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

The dynamic study of the structure was begun in the third part software Robot Nonlinear 2019 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, robot 2019, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

# SOMMAIRE

Introduction .....	01
--------------------	----

## Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul.

I.1- Introduction et hypothèses de calcul .....	02
I.2- Présentation du proje .....	02
I.3- Caractéristiques générales .....	03
I.3.1- Caractéristiques géométriques .....	03
I.3.2- Caractéristiques géotechniques du sol .....	03
I.4- Caractéristique des matériaux .....	03
I.4.1- Le Béton .....	04
I.4.2- Composition du béton .....	04
I.4.3- Résistance à la compression .....	05
I.4.4- Résistance à la traction .....	05
I.5.- L'Acier .....	07
I.5.2- Description structurale .....	10
I.6- Règlement utilisés .....	12
I.6.1- Matériaux de construction .....	12

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

II.1- Introduction .....	14
II.2- Pré-dimensionnement des poutres .....	14
II.2.1- Poutres principales .....	14
II.2.2- Poutres secondaires .....	15
II.3- Planchers .....	16
II.3.1- Plancher à corps creux .....	16
II.3.2- Plancher à dalle pleine .....	17
II.3.3- Descente des charges .....	19
II-3-3-1- Evaluation des charges et surcharge des planchers .....	19
II.4- Pré-dimensionnement des poteaux .....	22
II.5- Condition de fambement .....	24
II.5.1-Exemple de calcule .....	25
II.6 – Pré-démentionnement des voiles.....	32
II.6.1- Voiles de contreventement.....	32
II.6.2- voiles périohérique .....	33
II.6.3- voile d'ascenseur .....	34
II.7- Pré- démentionnement de l'axrotère.....	34

## Chapitre III : Etude de planchers

III.1- Introduction .....	35
III.2- Plancher à corps creux .....	35
III.2.1- Détermination des dimensions des poutrelles .....	36

III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression .....	37
III.2.3- Etude des poutrelles .....	38
III.2.4- Le principe de la méthode . .....	40
III.3- Evaluation des charges .....	42
III.3.1- Application de la méthode Caqaut(Planche Courant) .....	44
III.3.2- Application de la méthode Caqaut(Planche terrasse) .....	56
III.3.3- Détermination des armatures de poutrelle type 3 étages courant .....	60
III.4- Vérification de la flèche .....	67
III.4.2 - 2 <sup>ème</sup> Types des poutrelles étage de service .....	71
III.4.3- Détermination des armatures poutrelle type 3 étage de service .....	77
III.5- Plancher à dalle pleine .....	78
III.5.2- Méthode de calcul.....	78
III.5.3- Evaluation des charges et combinaisons fondamentales.....	79
III.5.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine .....	84
III.5.5- Vérification des contraintes de cisaillement .....	90
III.6-vérification de la flèche.....	91

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

IV.1- Etude des escaliers.....	95
IV.1.1- Définition.....	95
IV.1.2- Escalier Type 01.....	95
IV.1.2.1- Pré-dimensionnement.....	96
IV.1.2.2- Descente de charges.....	97
IV.1.2.3- Calcul du ferrailage.....	99
IV.1.3- Poutre Brisé.....	109
IV.1.3.1- Pré-dimensionnement.....	109
IV.1.3.2- Evaluation des charges.....	110
IV.1.3.3- Calcul du ferrailage.....	113
IV. 2- Etude de l'acrotère.....	120
IV.2.1- Définition.....	120
IV.2.2- Calcul du ferrailage.....	121
IV.2.3- Détermination des sollicitations.....	121
IV.2.4- Détermination de la section des armatures.....	122
IV.2.5- Vérification des contraintes de cisaillement.....	126

## **Chapitre V : Etude sismique.**

V.1-Introduction :	128
V.2- Méthodes de calcul .....	128
V.2.1- Méthode statique équivalente :	128
V.2.2- Méthode dynamique :	130
V.3- Présentation du logiciel .....	131

V.3.1- Etapes de modélisation .....	131
V.3.2- Interprétation des résultats.....	133
V.3.3- Calcul de la force sismique .....	136
V.4.1- Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003.....	138
V.4.2- Vérification du comportement dynamique .....	138
V.4.2-Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003 Vérification la résultante des forces sismiques.....	138
V.4.2-Vérification du comportement dynamique .....	141
V.4.3-Calcul du facteur d'amplification dynamique.....	141
V.4.4- Calcul et vérification de <b>P-Δ</b> .....	142

## **Chapitre VI : Etude des portiques.**

VI.1- Introduction.....	147
VI.2- Définition.....	147
VI.2.1- Poteaux.....	147
VI.2.2- Poutres.....	147
VI.3- Ferrailage des portiques.....	147
VI.3.1- Combinaisons d'actions.....	147
VI.3.2- Ferrailage des poutres.....	148
VI.3.3- Etude des poteaux .....	157
VI.3.3.1 Définition -.....	157
VI.3.3.3- Ferrailage des poteaux.....	162

## **Chapitre VII : Etude des voiles**

VII.1- Introduction.....	174
VII.2- Ferrailage des voiles de contreventement.....	174
VII.2.1- Les armatures verticales .....	175
VII.2.2- Les Armatures horizontales.....	176
VII.3- Etude des voiles périphérique.....	184
VII.3.1- Détermination des sollicitations.....	184

## **Chapitre VIII : Etude des fondations**

VIII.1- Introduction.....	194
VIII.1.1- Choix du type de fondation.....	194
VIII.1.2- Types de fondations.....	194
VIII.1.3- Les combinaisons d'action.....	195
VIII.2- Calcul des semelles.....	195
VIII.2.1- Dimensionnement.....	195
VIII.2.2- Pré dimensionnement.....	195
VIII.3- Etude du radier.....	196
VIII.3.1- Pré-dimensionnement du radier.....	197

VIII.3.2- Pré dimensionnement des poutres.....	200
VIII.4- Ferrailage du radier.....	207
VIII.4.1- Ferrailage de la dalle.....	207
VIII.4.2- Ferrailage du débordement.....	220
VIII.5- Ferrailage des poutres de redressement (Libages) .....	223
Conclusion générale .....	228

# Liste des figures

## Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul.

Figure I.1- plan de situation. ....	02
Figure I.2- Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.) ....	06
Figure I.4- Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.) ....	07
Figure I.5- Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers ....	09

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

Figure II.1: Section d'une poutre principale .....	15
Figure II.2: Section d'une poutre secondaire. ....	15
Figure II.3: Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....	16
Figure II.4 : Plancher à corps creux .....	17
Figure II.5: Dimensions d'un panneau de dalle .....	18
Figure II.6: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible .....	19
Figure II.7: Coupe transversale du plancher étage courant .....	20
Figure II.8: Coupe transversale du plancher RDC .....	21
Figure II.9: Section réduite du béton.....	22
Figure II.10: Schéma représentatif d'un étage courant.....	23
Figure II.11: Surface afférente au poteau le plus sollicité .....	26
Figure II.12: Coupe sur voile en élévation .....	32

## Chapitre III : Etude de planchers.

Figure III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	35
Figure III.2: Schéma des poutrelles .....	36
Figure III.3: Section de calcul .....	37
Figure III.4: Définition des moments .....	39
Figure III.5: Moments sur appuis intermédiaire.....	40
Figure III.6: Représentation de la méthode de Caquo.....	41
Figure III.7: Schéma statique d'une poutre continue.....	41
Figure III.8: Section de calcul en Travré.....	61

Figure III.9: Section de calcul en travée.....	61
Figure III.10 Coupe transversale au niveau de la poutrelle.....	66
Figure III.11.. centre du gravite du plancher.....	69
Figure III.12: Coupe transversale au niveau de la poutrelle plancheir étage de service.....	77
Figure III.13: Dimensions d'un panneau de dalle.....	78
Figure III.14: Enrobage.....	78
Figure III.15: Schémas représentatif des différents types de panneaux.....	80
Figure III.16: Section de calcul en travée (x-x) .....	84
Figure III.17: Section de calcul en appuis (x-x) .....	87
Figure III.18: Section de calcul en travée (y-y) .....	88
Figure III.19: Le panneau le plus sollicite.(16).....	90
Figure III.20: Disposition des armatures de la dalle.....	94

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

Figure IV.1.1: Vue en plan de la cage d'escaliers. ....	95
Figure IV.1.2: Coupe sur paillasse. ....	96
Figure IV.1.3: Schéma de la marche porteuse .....	98
Figure IV.1.4: Schéma statique de la marche porteuse.....	99
Figure IV.1.5 Section de calcul. ....	99
Figure IV.1.6 Dessin de ferrailage de la marche porteuse.....	102
Figure IV.1.7 Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteuse.....	103
Figure IV.1.8 : Schéma statique pour calcul des efforts. ....	104
Figure IV.1.9 Section de calcul de la paillasse en travée.....	106
Figure IV.1.10 section de calcul de paillasse en appuis. ....	107
Figure IV.1.11 Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse. ....	109
Figure IV.1.12 Schéma statique de la poutre brisée. ....	110
Figure IV.1.13 Section de calcul de la poutre en travée. ....	113
Figure IV.1.14 schéma des marches porteuses (effet de torsion). ....	116
Figure IV.1.15 Section du calcul. ....	116
Figure IV.1.17: Armatures longitudinales et transversales. ....	119
Figure IV..21: Dimension de l'acrotère et schéma statique. ....	121
Figure IV.2.2: Diagramme des efforts (M ,T ,N) .....	121
Figure IV.2.3 :Section de calcul. ....	122
Figure IV.2.4 : Position de centre de pression. ....	123
Figure IV.2.5 : Position de centre de pression. ....	124
Figure IV2.6 : Dimension de l'acrotère et schéma statique. ....	127

## **Chapitre V : Etude sismique.**

Figure V.1.1- . Vue de structure <b>3D</b> . ....	132
Figure V.1.2- Diagramme spectre de réponse .....	137

Figure V.1.3- disposition des voiles.....	137
Figure V.1.4- Mode 1 : translation suivant <b>X-X</b> .....	139
Figure V.1.4- Mode 2 Translation suivant <b>Y-Y</b> .....	139
Figure V.1.4 Mode 3 Torsion.....	140

## **Chapitre VI : Etude des portiques.**

Figure VII.1: Section de calcul en travée .....	150
Figure VII.2.: Section de calcul en Appuis. ....	151
Figure VII.3: Ferrailage des poutres Principales.....	156
Figure VII.4: Ferrailage des poutres Secondaires .....	156
Figure VII.5 Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	157
Figure VII.6: Espacement entre les armatures longitudinales. ....	159
Figure VII.7: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	161
Figure VII.8: Section réduite du béton .....	162
Figure VII.9- Schéma statique .....	164
Figure VII.10- section de calcul.....	164
Figure VII.11- Zone nodale.....	170
Figure VII.12 -Schéma de ferrailage potaux.....	173

## **Chapitre VII : Etude des voiles.**

Figure VIII.1: Les sollicitations de calcul d'un voile. ....	175
Figure VIII.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	176
Figure VIII.3: Disposition des voiles de contreventement. ....	177
Figure VII.4: Voile le plus défavorable.....	178
Figure VIII.5: Section du calcul de voile suivant l'axe xx. ....	177
Figure VIII.6: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale. ....	179
Figure VIII.7: Section du calcul de voile suivant l'axe y-y. ....	180
Figure VIII.8: Position de $N'_1$ $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale. ....	180
Figure VIII.9: Dessin du ferrailage de voile de contreventement.....	184
Figure VIII.10: Schéma des contraintes de voile périphérique.....	186
Figure VIII.11: Panneau de dalle appuie sur 4 coté .....	186
Figure VIII.12: Enrobage .....	188
Figure VIII.13: Section de calcul en travée (x-x).....	189
Figure VIII.14: Section de calcul en travée (y-y).....	191
Figure VIII.15: Ferrailage du voile périphérique.....	193

## **Chapitre VIII : Etude des fondations**

Figure VIII.1: Semelle isolée.....	196
Figure VIII.2: Schéma statique du radier général. ....	196
Figure VIII.3: Panneau le plus sollicité. ....	197



Figure VIII 4. Dimensionnement du feuillet .....	198
Figure VIII :5 Dimension du radier. ....	199
Figure VII.6: Dimension de la poutre. ....	200
FigureVIII .7: Schéma des contraintes du sol.....	202
FigureVIII .8Distribution des contraintes à l'ELS.....	205
FigureVIII .9 Distribution des contraintes à l'ELU.....	206
Figure VIII.10: L'encrage de de la structure. ....	206
Figure VIII.11: Enrobage .....	208
Figure VIII.12: Section de calcul dans le sens xx .....	208
Figure VIII.13:Section de calcul dans le sens yy.....	208
Figure VIII.14:Schéma statique du débordement .....	220
Figure VIII.15:Section de calcul .....	220
Figure VIII.16: Distribution des contraintes de cisaillement $\tau_{xx}$ .....	222
Figure VIII.17: Distribution des contraintes de cisaillement $\tau_{yy}$ .....	222
Figure VIII18: dessin de ferrailage d'une poutre du radier.....	226
Figure VIII.19: dessin ferrailage de la dalle de radier. ....	226

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Introduction et hypothèses de calcul

Tableau I.1: Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques .....	08
Tableau I.4: Matériaux de construction.....	13

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

Tableau II.1: Tableau récapitulatif des sections des poutres.....	16
Tableau II.2: Charge permanente totale sur le plancher terrasse inaccessible .....	20
Tableau II.3: Charge permanente totale sur le plancher étage courant .....	20
Tableau II.4:Charge permanente totale sur le plancher- dalle pleine du RDC .....	21
Tableau II.5: Tableau récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.....	21
Tableau II.6 : Tableau représentative de l'application de loi de dégression des charges permanentes et d'exploitations .....	25
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des sections des poteau.....	29
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003) .....	30
Tableau II.9 : vérification de la condition de flambement. ....	31
:	

## Chapitre III : Etude des planchers.

Tableau III.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher étage couant) .....	53
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher courant) .....	54
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher courant) .....	55
Tableau III.5: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher térrasser) .....	57
Tableau III.6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher étage térrasser ) .....	58
Tableau III.7: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher térrasser ) .....	59
Tableau III.8: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher étage service ) .....	60
Tableau III.09: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher service) .....	73
Tableau III.10: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse (x0) (plancher térrasser ) .....	74
Tableau III.11: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et abscisse.....	75
Tableau III.12:Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis .....	77
Tableau III.13 : Les résultats des moments fléchissant_.....	83
Tableau III.14: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	84

## Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau VI.1: Tableau des moments .....	113
---	-----

## Chapitre VI : Etude sismique

Tableau VII.1: Valeurs des pénalités $P_q$ .....	135
Tableau VII.2: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.....	136

Tableau VII.3: : Période et facteur de participation massique .....	138
Tableau VII.4: récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.....	142
Tableau VII.6: Valeurs des déplacements inter-étages. :.....	143
Tableau VII.7: Vérification de l'effet( $P - \Delta$ ) sens xx et sens yy.....	144
Tableau VII.6 :Vérification de l'effort normal réduit de chaque poteaux. ....	145

## **Chapitre VI : Etude des portiques.**

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	149
Tableau VI.2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres .....	155
Tableau VI.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	161

## **Chapitre VII : Etude des voiles.**

Tableau VII.1: Les sollicitations de calcul du voile .....	188
Tableau VII.2: Tableau de ferrailage du voile périphérique. ....	193

## **Chapitre VIII : Etude des fondations**

Tableau VIII.1: Tableau Dimensions des poutres. ....	200
Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des moments $M_{xx}$ [KN.m] .....	207
Tableau VIII.3: Tableau récapitulatif des moments $M_{yy}$ [KN.m/m] .....	207
Tableau VIII.4: Tableau Impacte du poteau sur la dalle du radier.....	223
Tableau VIII.5 Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement.....	224
Tableau VIII.6: Tableau récapitulatif des Résultat de calcul en flexion simple. ....	224

## NOTATIONS

<b>A'</b>	: Aire d'une section d'acier comprimée
<b>A</b>	: Aire d'une section d'acier tendue.
<b>At</b>	: Aire d'une section d'acier transversale.
<b>B</b>	: Aire d'une section de béton comprimée.
<b>Bo</b>	: Aire d'une section homogène.
<b>Ei</b>	: Module de déformation instantané du béton.
<b>Ev</b>	: Module de déformation différé du béton.
<b>Es</b>	: Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
<b>Mu</b>	: Moment ultime.
<b>Mser</b>	: Moment de service.
<b>Tu</b>	: Effort tranchant ultime.
<b>a, b</b>	: Dimensions transversales d'un poteau.
<b>b, h</b>	: Dimensions transversales d'une poutre.
<b>ho</b>	: Hauteur de la table de compression
<b>d</b>	: Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
<b>fc28</b>	: Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
<b>ft28</b>	: Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
<b>fe</b>	: Limite élastique de l'acier.
<b>Lf</b>	: Longueur de flambement.
<b>n</b>	: Coefficient d'équivalence acier – béton.
<b>Lx</b>	: La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
<b>Ly</b>	: La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
<b>Br</b>	: Section réduite du poteau.
<b>M</b>	: Moment résistant de la table (section en T <sub>é</sub> ).
<b>Mt</b>	: Moment fléchissant maximal en travée
<b>Ma</b>	: Moment fléchissant maximal en appui.
<b>Nu</b>	: Effort normal ultime
<b>Nser</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>Δ<sub>ft</sub></b>	: Flèche totale
<b>L</b>	: Portée de la travée
<b>δ<sub>t</sub></b>	: Espacement des armatures transversales
<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



-Façade principale

### 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



## Présentations de l'ouvrager et Hypothèse du calcule



## 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 présent projet de fin d'étude consiste à étudier et calculer les éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (R+11 avec sous-sol).

Notre projet sera implanté à «**Mostaganem-kharouba**» qui est considéré, par le règlement parasismique Algérienne «**RPA99 Version 2003**» comme une région de moyenne sismicité «**zone IIa**» sur la et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage 2.

-La structure porteuse est constituée par des portiques en béton armé (poteaux – poutres).

-La stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales, notamment les charges sismiques, est assurée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé.

Le plancher terrasse est en corps creux pour tous les niveaux

- ✚ **Le sous-sol** : est destiné pour un parking.
- ✚ **Le RDC** : destiné pour les boutiques. (commerce).
- ✚ **Le 1<sup>ère</sup> étage**: est réservé aux bureau administratifs.
- ✚ **Le 2<sup>ème</sup> étages au 11<sup>ème</sup> étage** : sont consacrés pour l'usage d'habitation.



Figure I.1 : plan de situation.

### 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..... 3,06 m.
- ❖ la hauteur de niveau de RDC est..... 4,08 m.
- ❖ la hauteur du 1<sup>er</sup> étage est ..... 3,40 m.
- ❖ la hauteur du 2<sup>er</sup> au 11<sup>ème</sup> étage est ..... 3,06 m.
- ❖ la hauteur totale du bâtiment est .....44,40.m

##### Dimension en plan :

- ❖ la longueur totale du bâtiment en plan est .....29 , 58m.
- ❖ la largeur totale du bâtiment en plan est ..... 19,90 m.

la figure suivante présente les différents plans de notre projet (plan d'étage courant et plan de façade)

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

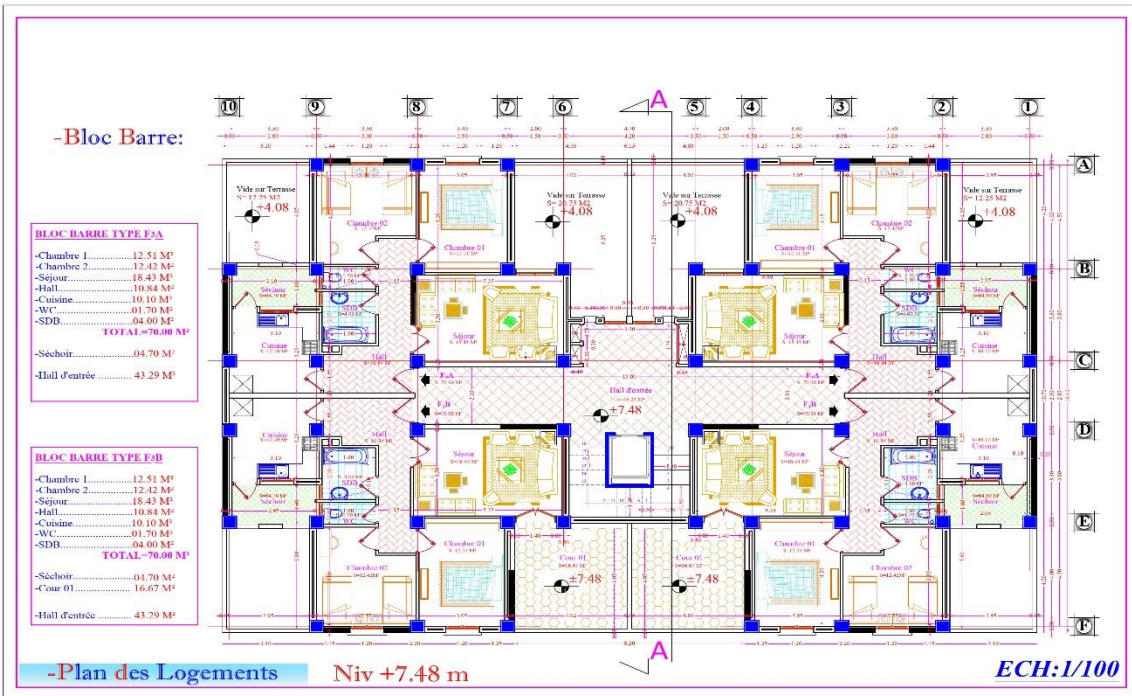
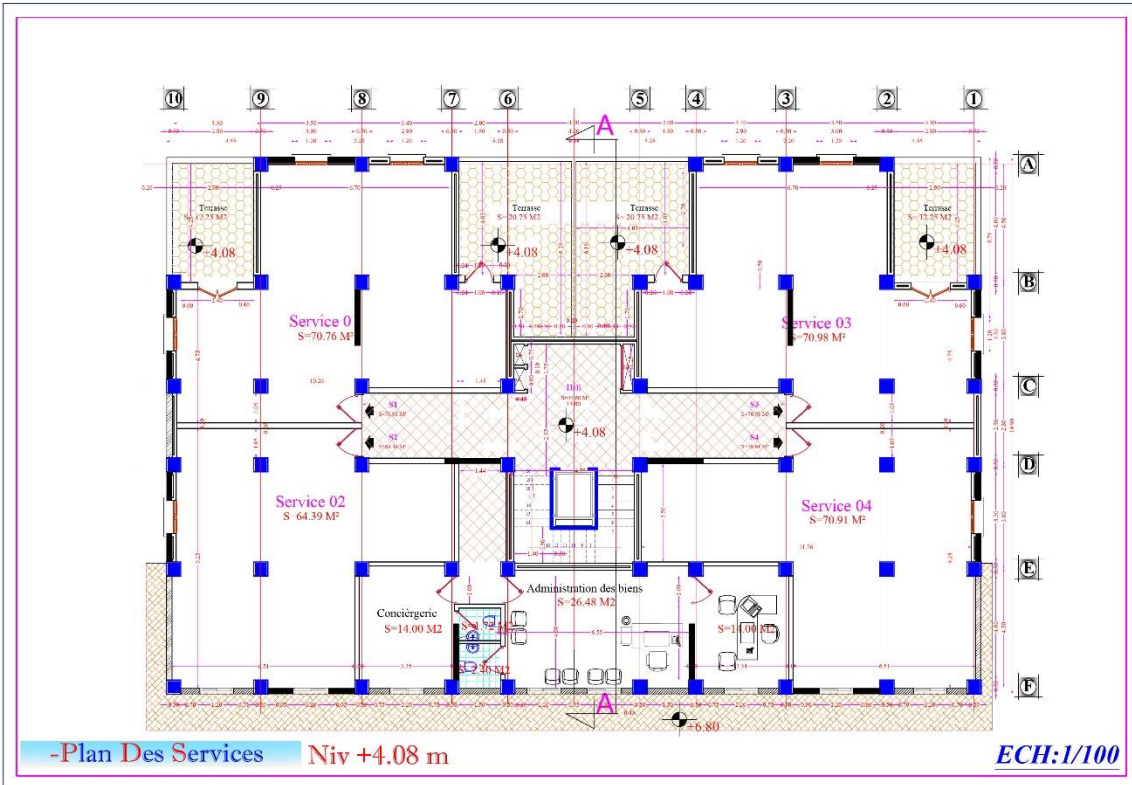
Dans notre étude on a considéré que le sol assis de la construction est un sol meuble (Site3).L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et

- La contrainte admissible du sol : sol  $\sigma = 2,5$  bars.
- Le poids volumique de sol :  $\gamma_h = 17$  KN/m<sup>3</sup>.
- L'angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$ .
- L'absence d'une nappe phréatique.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone IIa, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

### I.4 - Caractéristique des matériaux :

#### A.2-Caractéristiques mécaniques des matériaux :



Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

- Caractéristiques des matériaux utilisés :

#### **I.4.1- Béton :**

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- Poids volumique :  $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ .
- Résistance du béton à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- Résistance du béton à la traction :  $f_{t28} = 1.92 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité du béton :  $E_{i28} = 30000 \text{ MPa}$ .
- Coefficient de POISSON :  $\nu = 0.2$  (pour le calcul des déformations {béton non fissuré}).
- et  $\nu = 0.10$  (pour le calcul des sollicitations {béton fissuré}).
- Coefficients de sécurité :  $\gamma_b = 1.50$  (situations durables) et  $\gamma_b = 1.15$  (situations accidentelles).
- Contrainte de calcul :  $\sigma_b = 12.47 \text{ MPa}$  (situations durables) et  $\sigma_b = 16.26 \text{ MPa}$  (situations accidentelles).
- Le béton est dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment (CPJ350).

#### **I.4.2- 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  $350 \text{ kg / m}^3$ ) ;
- ◆ Sable .....400 litres /  $\text{m}^3$  (DS 0,5 mm) ;
- ◆ Gravier .....800 litres /  $\text{m}^3$  ((de 3/8 ; 8/15 ; 15/25mm) e
- ◆ L'eau de gâchage 160 à 180 litres /  $\text{m}^3$  ;

#### **I.4.3-Résistance à la compression:**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite  $f_{c28}$ .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

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

Pour  $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$  Avec :  $j \leq 28$  jours

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

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

$f_{c28} = 22\text{MPa}$  (béton à usage courant).

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

#### I.4.4- Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1,9\text{MPa. (C. B. A 93, A. 4. 5. 2)}$$

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

### B. Module de déformation longitudinale du béton:

#### ▪ Module de déformation longitudinale instantanée est :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est donné par

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 22\text{MPa}$  ; On a :  $E_{i28} = 2,985 \times 10^4 \text{ MPA}$

#### ▪ Module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $j = 28$  jours et  $f_{c28} = 20 \text{ MPA}$  ; On a :  $E_{v28} = 10043 \text{ MPA}$ .



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

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

### E. Contraintes limites :

On distingue deux types de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U) .
- Etat limite de service (E.L.S).

#### ➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

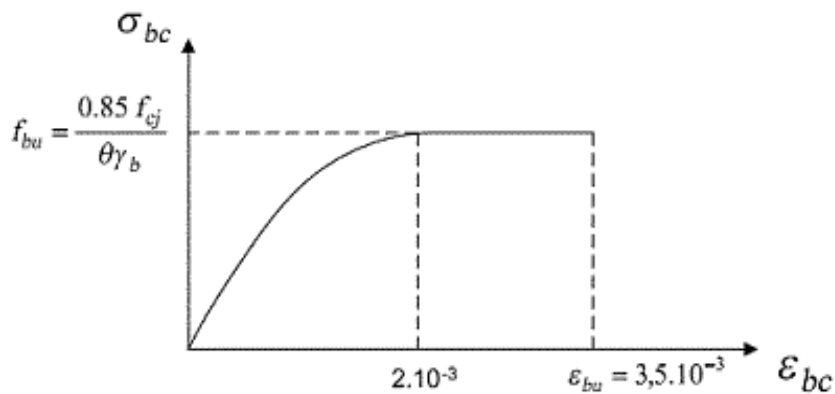
La contrainte limite ultime du béton comprimé :

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

Avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 \Rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 \Rightarrow \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$



**Fig. I.2:** Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

A l'état limite de service, on limite la contrainte :

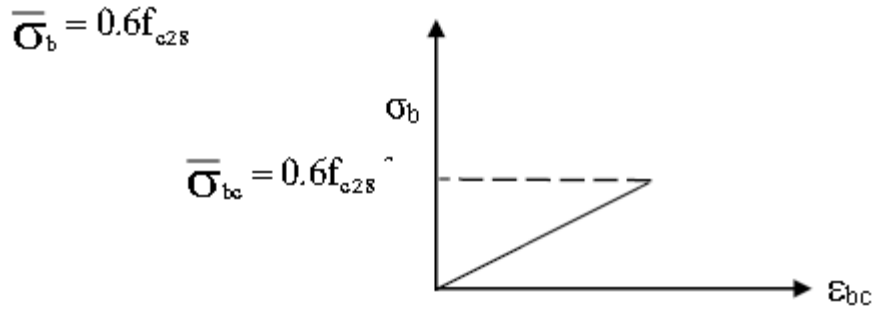


Fig. I.3: Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.S.)

- **Contrainte limite de cisaillement :** (C.B.A 93/A5.1.2.1)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

a) Fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \overline{\min} \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right]$$

$$\tau_u = \min[3,34\text{MPa} ; 4\text{MPa}] = 3,34\text{MPa}$$

b) Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \overline{\min} \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] = 3,34\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \overline{\min} \left[ 2,5\text{MPa} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] = 2,5\text{MPa}$$

## I.5-Acier :

### A. Types d'aciers utilisés :

Les types d'aciers utilisés sont:

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers).
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour  $\Phi \leq 6\text{mm}$ .

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous

**Tableau I.1** : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, terriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Trellis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$	520	$\varnothing \leq 6 \text{ mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

**B. Contrainte de calcul de l'acier ( $\sigma_s$ ) :**

◆ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U) :**

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ )-déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini cidessous avec:

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

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier ;

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier et

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \Rightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \Rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier ( $\epsilon_s = \Delta L/L$ )



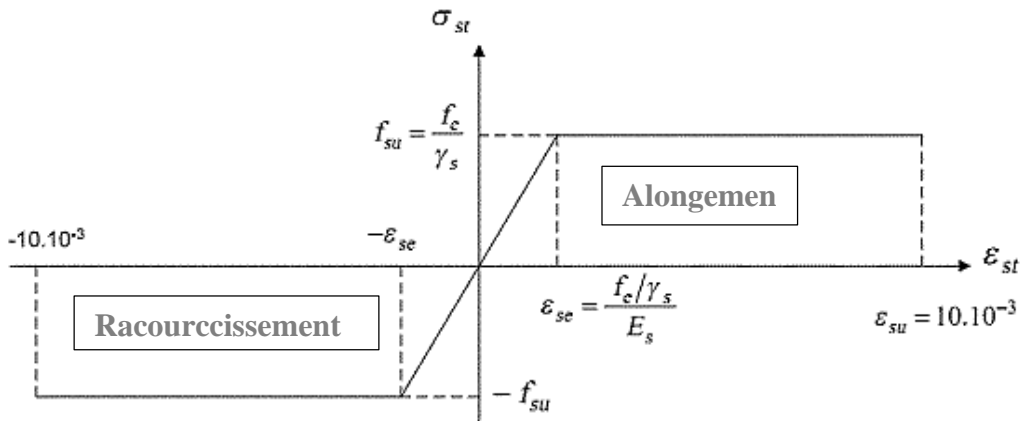


Fig. I.4: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

#### ◆ Etat limite de service (E.L.S):

Selon les règles B.A.E.L.91:

- Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ;
- Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$ .
- Fissuration très préjudiciable  $\Rightarrow \sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$ .

Avec :

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à j joursvec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration  $\left\{ \begin{array}{l} 1 \Rightarrow \text{Acier rond lisse.} \\ 1.6 \Rightarrow \text{Acier haute adhérence} \end{array} \right.$

#### C. Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$ .

#### ❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

◆ E.L.U  $\Rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$

◆ E.L.S  $\Rightarrow G + Q$

#### ◆ Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow G+Q \pm E_{x,y} \\ \Rightarrow 0,8G \pm E_{x,y} \\ \Rightarrow G+Q 1, 2E_{x,y} \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

### I.5.2- Description structurale :

- ◆ **Les planchers** : c'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, et nous en mentionnons :

- ◆ **Plancher à corps creux :**

Ce type planché est constitué de poutrelle en béton armé espacées de 60cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

1. Facilité de réalisation.
2. Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
3. Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
4. Une économie du cout de coffrage.

- ◆ **Plancher à dalle pleine :**

Pour certaines zones, j'ai opté pour le sous-sol une dalle pleine à cause de leur résistance et ceci dans le but de minimiser les efforts sismiques pour la stabilité de la structure.

- ◆ **L'acrotère :**

c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible. j'ai opté pour notre terrasse une acrotère de 60 cm de hauteur

### **Fondation :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et les système

De fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, Cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels.

**◆ Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont constitués de trois volées droites et deux paliers de repos (la cage d'escalier commence du sous-sol jusqu'à 11<sup>ème</sup> étage).

**◆ Ossature de l'ouvrage :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. RPA99 (version 2003).

**◆ Revêtements :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- a. Dalle de sol pour les chambres, les couloirs...
- b. De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- c. Du mortier de ciment pour les crépissages des façades extérieures.
- d. L'isolation acoustique est assurée par le plancher en corps creux et par les murs extérieurs en doubles parois.
- e. L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses et par les murs extérieurs en doubles parois.
- f. La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé.

**◆ Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

**◆ Murs extérieurs :**

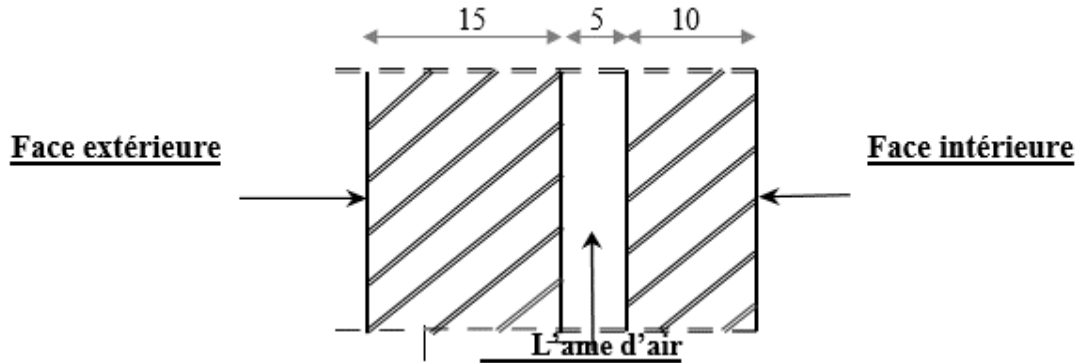
Ils seront en double parois séparées par une lame d'air :

- Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique, Parois intérieures en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### ♦ Murs intérieurs :

ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 30 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins



**Fig. I.2 :** Coupe transversale d'un mur de façade

### I.6-Règlementsetnormesutilisés:

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99 /version 2003. (Règlement parasismique algérien).
- CBA93 (code béton armé).
- DTR B.C.2.2 (document technique réglementaire Charges Et Surcharges).
- BAEL91/version 99. (Béton armé aux états limites).
- DTR BC2.33.2. (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- 

#### I.6.1- Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- La compatibilité des différents produits entre eux ;
- L'économie globale du projet et
- La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc..

Tableau.I. 2 : Matériaux de construction .

Matériaux	Poids surfaccique/volumique [KN/m <sup>3</sup> ] / [KN/m <sup>2</sup> ]
Sable	17÷19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses : Ep = 10 cm	0.9
Ep = 15 cm	1.3
Etanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

# Chapitre : II



# Pré dimensionnement

{Poutre ;plancher ; poutaux ; voile}

## II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations.

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

## II.2 Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. On a deux types de poutres principale et secondaire.

### ❖ Critère de flèche :

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

Avec :

**L** : la valeur entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

**h** : la hauteur de la poutre.

**b** : la largeur de la poutre.

### ❖ Conditions imposées par le R.P.A 99 (version 2003) :

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles imposées par le « **RPA.99/Version 2003** », « **Articles 7.5.1** ».

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

### II.2.1 Poutres principales :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \quad (\text{D'après BAEL 93})$$

$$\Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 54\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$4h \leq b \leq 0,8h \quad \Rightarrow \quad 16\text{cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ .
  - $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ .
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  **Condition Vérifier.**

On prendra : **b = 30 cm** et **h = 40 cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30x40)cm<sup>2</sup>**

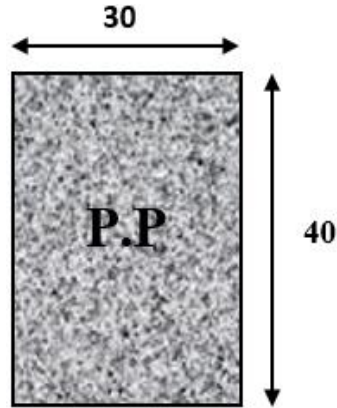


Figure II.1.: Section d'une poutre principale

### II.2.2 poutres secondaires :

$$L_{\max} = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$\Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \quad \Rightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

On prendra **b = 30 cm** et **h = 35 cm**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(30x35) cm<sup>2</sup>**

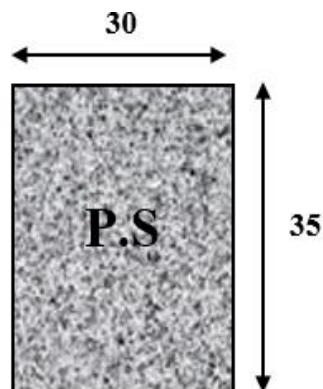


Figure II.2 : Section d'une poutre secondaire.



## ❖ Vérification des conditions imposées par le RPA 99 ( version 2003 )

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ .
  - $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ .
  - $0,25 \leq \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.66 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  **Condition Vérifier.**

**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 × 40)</b>	<b>(30 × 35)</b>

**II.3-Planchers :**

Pour notre projet, on a pris comme type de plancher à corps creux, composée d'une dalle Mince, de nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux préfabriqué en béton armé. Il nous donne une isolation thermique et acoustique entre les différents étages en plus il est économique et léger.

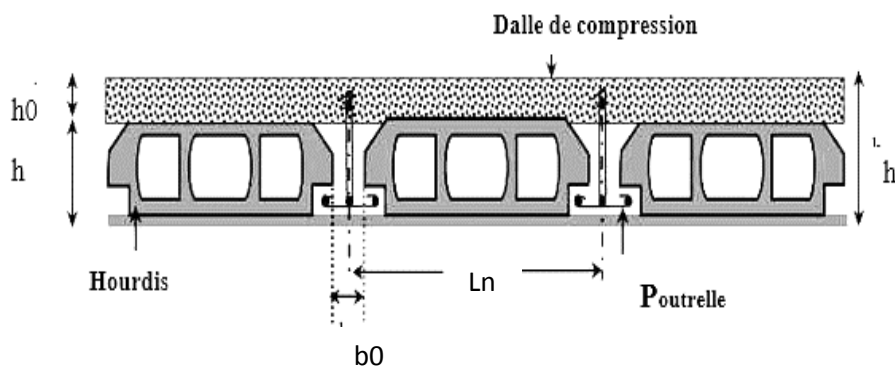
On distingue deux types de planchers : plancher à corps creux et dalle pleine

**II.3.1 plancher à corps creux :**

Ce type est constitué par deux élément fondamentaux :

- Elément résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les nervures en béton armé sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton armé par un treillis soudés, qui garantit une meilleure répartition des charges.

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

**Figure II.3** : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

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

**h<sub>t</sub>** : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

**h<sub>0</sub>** : Epaisseur de la dalle de compression .

**h<sub>1</sub>** : Epaisseur de corps creux .

$$450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

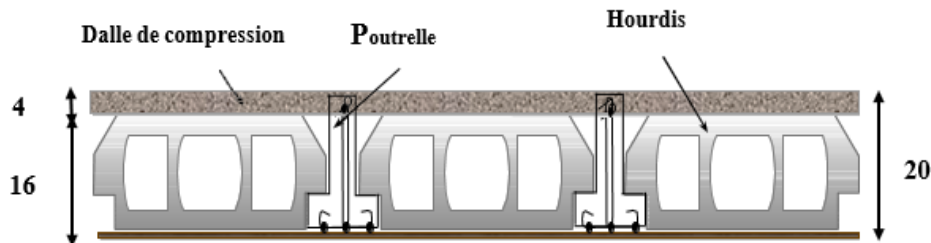
$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{450}{25} \leq h_t \leq \frac{450}{20} \Rightarrow$$

$$16 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

On prendra  $h = 20 \text{ cm} = (16+4)$

**Avec :**

- **h = 16 cm** : hauteur du corps creux.
- **h<sub>0</sub> = 4 cm** : hauteur de la dalle de compression.



**Figure II.4** Plancher à corps creux.

### II.3.2 plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaire de dimension  $L_x$  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 (dalle partiellement ou totalement encastées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

#### ◆ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

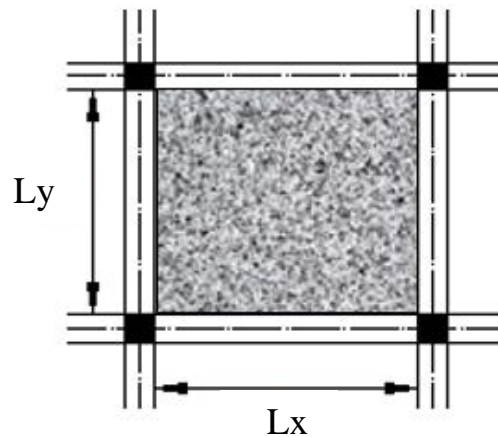
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$  [BAEL 91 / A.8.2,31]
- La charge doit être uniformément répartie

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

#### ◆ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

- $0,4 \leq \rho \leq 1$  [BAEL 91 / A.8.2,31]
- La charge uniformément répartie

Ou bien dalle soumise a une charge concentré  $\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x$ .



**Figure II.5 :** Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

- $L_x$  : plus petite dimension du panneau de la dalle
- $L_y$ : plus grande dimension du panneau de la dalle

Pour le projet nous avons :

$$L_x = 380 \text{ cm}$$

$$L_y = 540 \text{ cm}$$

$$L_x = 380 - 30 = 350 \text{ cm.}$$

$$L_y = 540 - 30 = 510 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{350}{510} = 0,68 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{350}{50} \leq h_d \leq \frac{350}{40}$$

$$7\text{cm} \leq h_d \leq 9\text{cm}$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens

On prendra  $h_d = 9 \text{ cm}$

#### Condition d'isolation acoustique :

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

#### • Condition de sécurité en matière d'incendie :

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

**Donc** : pour satisfaire les conditions ci- dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine égale a :  $h_d = 16 \text{ cm}$  .

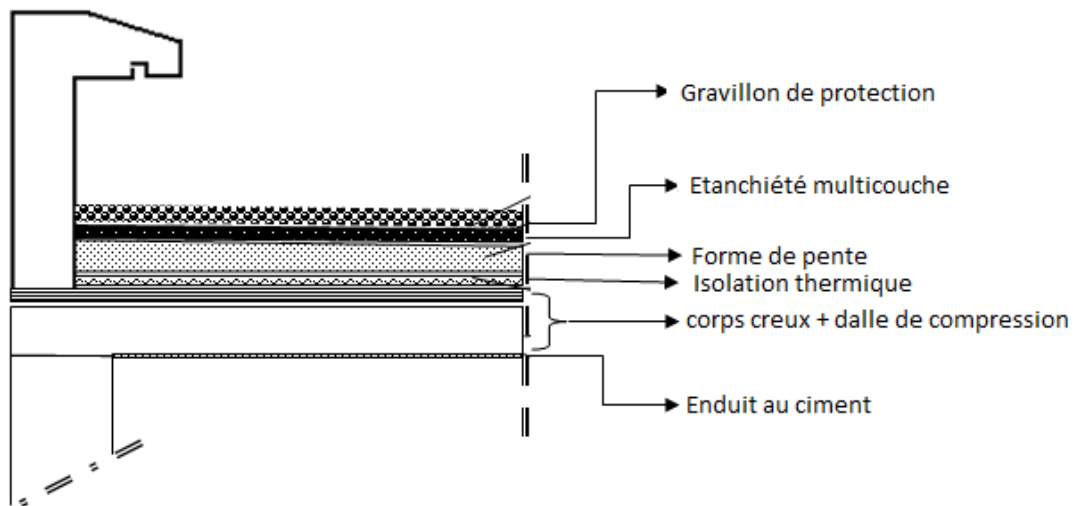
### **II.3.3- Descente des charges :**

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

#### **II.3.3.1- Evaluation des charges et surcharges des planchers :**

##### **❖ Plancher terrasse (inaccessible):**

La terrasse inaccessible est au niveau 12eme étages, elle est réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



**Figure II.6 :** Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

- ♦ Calcul de la forme de pente :

$$Lx = 450 \text{ cm}$$

$$H = 690 \text{ cm}$$

$$tga = \frac{690}{450} = 1,5\%$$

$$Tg\alpha = \frac{h}{Lx} * 100$$

$$\Rightarrow h = Lx \times tg \alpha = 450 \times 0,015 = 6,75$$

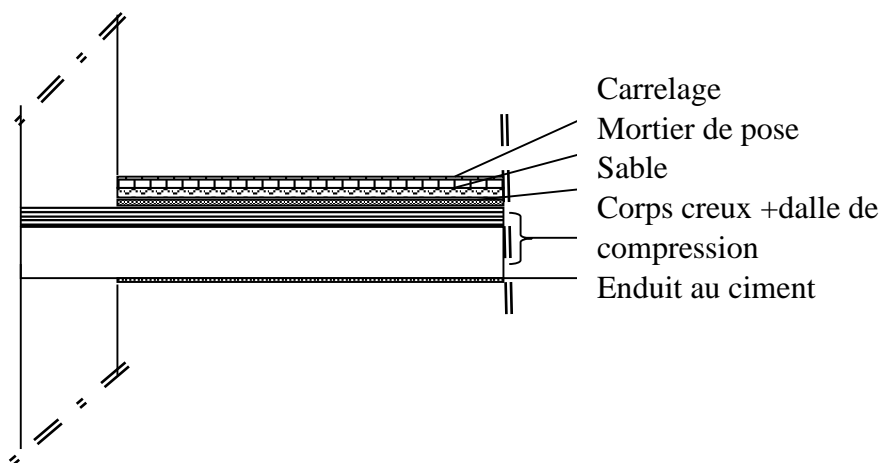
$$\Rightarrow h = 10 \text{ cm}$$

**Tableau II.2** :Charge permanente totale sur le plancher terrasse inaccessible

Numéro	Matériaux	Ep(m)	$\rho(\text{KN/m}^2)$	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,04	20	0,8
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Corps creux + dalle de compression	(16+4)	/	2,80
6	Enduit au ciment	0,015	18	0,27
				<b>G<sub>T</sub> = 6,35</b>

- Charges permanentes :  $G_T = 6,35 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

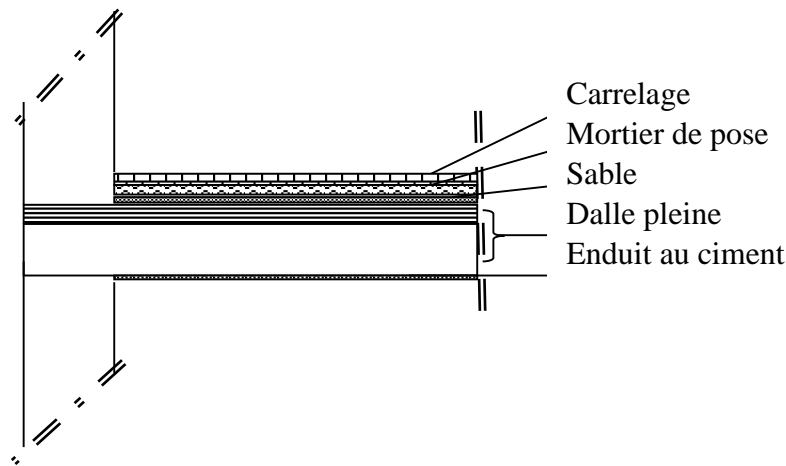
❖ **Plancher étage courant :**

**Figure II.7**: Coupe transversale d'un plancher étage courant .**Tableau II3** :Charge permanente totale sur le plancher étage courant.

Numéro	Matériaux	Ep (m)	$\rho$ ( KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage + mortier de pose + sable	0,05	/	1,04
2	Corps creux + dalle de compression	/	/	2,80
3	enduit au ciment	0,015	18	0,27
4	Cloisons légers	0,10	(0,6-0.10)	0,1
				<b>5,11</b>

- Charge permanent :  $G_T = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .

❖ Dalle pleine (plancher bas du RDC) :



**Figure II.8:** Coupe transversale du plancher RDC.

**Tableau II4 :** Charge permanente totale sur le plancher- dalle pleine du RDC

Matériaux	Ep (m)	$\rho$ ( KN/m <sup>2</sup> )	G ( KN /m <sup>2</sup> )
Carrelage + mortier de pose + sable	/	0,05	1,04
Dalle pleine	0,16	25	4
Enduit au ciment	0,015	18	0,27
Cloisons légers	0,10	( 6,0-0.10)	0,75
			<b>G<sub>T</sub>= 6,06</b>

- Charges permanentes : 6,06 KNN/ m<sup>2</sup>
- Locaux à usage commercial : Q = 2,50 KNN/ m<sup>2</sup>

**Tableau II.4:** Tableau récapitulatifs des charges et combinaisons des charges

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	$q_u=1,35G+1,5$ $Q$ [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/mL ]	$\bar{q}_s=q_{ser} \times$ $b$ [KN/m L]
Plancher terrasse	Inaccessible	6,35	1	10,07	7,35	0,6	6,042	4,41
1 <sup>ère</sup> étage → 11 <sup>ème</sup> étage	Habitation	4,86	1.5	6,786	6,36	0,6	4,071	2,442

R.D.C	Service	6,06	2.5	11,913	8,56	1	11,913	8,56
-------	---------	------	-----	--------	------	---	--------	------

#### II.4- pré dimensionnement des poteaux :

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

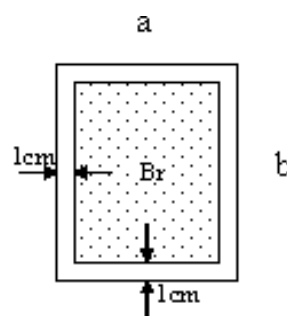
-soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment

$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}$  et  $Q_n$  les surcharges relatives aux planchers

1,2,...., n-1 et n a partir du sommet du bâtiment avec la vérification de :

- 1) Critère de résistance
- 2) Les règles parasismiques
- 3) Condition de flambement
- 4) Critère de résistance (BAEL91)

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \times \left( \frac{A}{B_r} \right) \times \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$



**Figure II.8 :** Section réduite du béton

$B_r$  : Section nette du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau ;  $B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ cm}^2$  ;  $a \leq b$

$\theta$  : Facteur de durée d'application des charges ( $\theta=1$ )

$$\sigma_{bc} : \left( \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b} \right) = 14.16 \text{ MPA pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$\left( \frac{A}{B_r} \right)$  : On prend  $0.8\% = 0.008$  (Zone IIa )

D'après le critère de résistance, on a :

Avec:

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

-  $N_G$  : Effort normal dus à charges permanentes.

- $N_Q$  : Effort normal dus aux charges d'exploitation.
- $N_U = 1,15 \times P_U$  .....D'après les règles BAEL 91.

$N_u$  : L'effort normal de compression à l'ELU ;  $N_u = 1,15 P_u$

- $P_u = (1,35 N_G + 1,5 N_Q)$
- $\left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)$ : Contraintes des aciers = 348MPa

• **Vérification au flambement (BAEL91) :**

Pour que les armatures participent à la résistance :

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

Suivant les règles BAEL91 : il est préférable de prendre  $\Rightarrow \lambda = 35$  pour que toutes les armatures participent à la résistance.

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

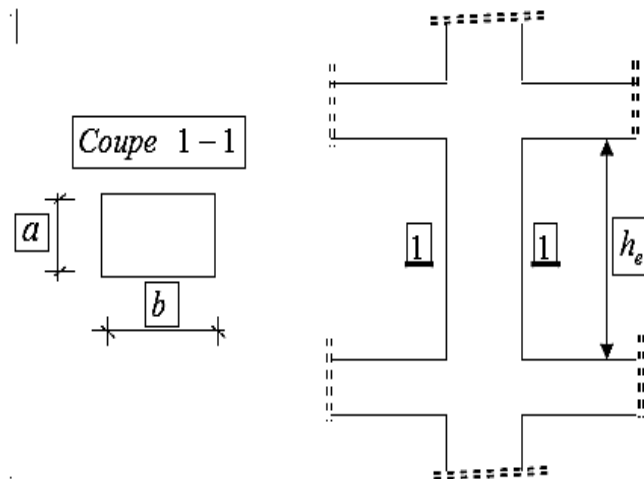
Il en résulte :  $B_r \geq \frac{1,2 \times N_u}{\left[1 \times \left(\frac{14,16}{0,9}\right) + 0,85 \times 348 \times \left(\frac{0,80}{100}\right)\right] \times 10} \times 100 = 0,645556182 N_u$

**Avec :**

$N_u$  en [kN] et  $B_r$  en [m<sup>2</sup>]

Les règles parasismiques (RPA99) version 2003 :

En se referent aux règles du "RPA99" , les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :



**Figure II.9** : Schéma représentatif d'un étage courant



Pour la zone IIa ;

- ❖  $\text{Min} (a, b) \geq 25\text{cm}$
- ❖  $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

$h_e$  : La hauteur libre d'étage.

**II.5 -Condition de flambement :**

Pour éviter le risque de flambement, il faut que l'élancement  $\lambda \leq 35$

Soit :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ , avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $B = a \times b$

$L_f$ : Longueur de flambement.

$i$ : le rayon de giration de la section du béton seul.

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

$B$  : c'est l'aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples :

On a :  $L_f = 0,7 L_0$

$L_0$ : Longueur libre du poteau

♦ . **La loi de dégression : [DTRBC 2,2 / IV.6.3]**

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

(Etage1 ) .....	$Q_0$
(Etage2 ) .....	$Q_0 + Q_1$
(Etage3) .....	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
(Etage 4).....	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
(Etage 5) .....	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
(Etage n) .....	$Q_0 \frac{3+i}{2i} (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots Q_n)$

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

**Tableau II. 5:** Tableau représentative de l'application de loi de dégression des charges permanentes et d'exploitations

I	Etage	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN /m <sup>2</sup> )
1	11	6,35	1
2	10	11,21	2,5
3	9	16,07	3,85
4	8	20,93	5,05
5	7	25,79	6,10
6	6	30,65	7
7	5	35,51	7,75
8	4	40,37	8,50
9	3	45,023	9,25
10	2	49,883	10
11	1	54,743	10,75
12	RDC	59,603	11,40
13	SOUS-SOL	64,463	12,34

### II.5.1- Exemple de calcul :

**Dimensionnement des poteaux du 11<sup>ème</sup> étage :**

❖ **La longueur afférente de la poutre principale:**

$$L_{\text{aff (p.p)}} = [(5,40/2)+(3,50/2)] = 4,45 \text{ m}$$

❖ **Les longueurs afférentes des poutres secondaires :**

$$L_{\text{aff (p.s)}} = [(3,80/2)+(2,80/2)] = 3,00 \text{ m}$$

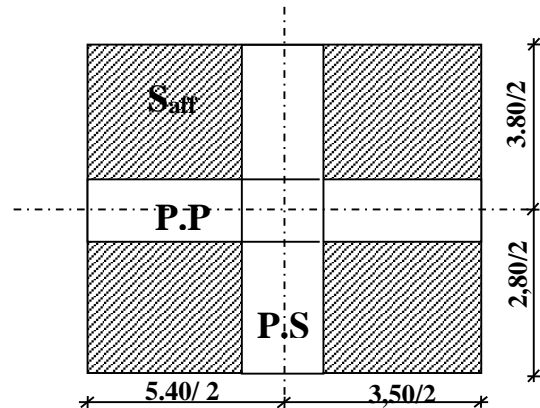


Figure II.10 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

- **Poids propre des poutres principal et secondaires**

- ❖  $P_P$  (poutre principal) :  $25 \times 0,3 \times 0,40 = 3,00 \text{ KN/ml}$  ;

- ❖  $P_S$  (poutre secondaire) :  $25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$  ;

- **Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (3,00 \times 4,45) + (2,625 \times 3,00)$$

$$P_t = 21,225 \text{ KN} ;$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times i \quad \text{Avec : } i = \text{Nombre de planchers au dessus d'étage.}$$

- ❖ **Pour le 11<sup>ème</sup> étage  $i=1$**

$$N_P = 1,35 \times 21,225 \times 1$$

$$N_P = 28,654 \text{ KN}$$

- **Détermination de l'effet normale ultime  $P_u$  :**

$$P_u = P_t (\text{plancher}) \times S_{\text{aff}} (\text{plancher}) + P_{(pp)} \times L_{\text{aff}} (pp) + P_{(Ps)} \times L_{\text{aff}} (Ps)$$

$$S_{\text{aff}} = (5,40/2 + 3,50/2) \times (3,80/2 + 2,80/2) = 14,69 \text{ m}^2.$$

$$P_t (\text{plancher}) = 1,35 G + 1,5 Q_t = (1,35 \times 6,35 + 1,5 \times 1) = 10,07 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids propre de plancher (11<sup>ème</sup> étage):**

$$G_{\text{cumulé}} = 6,35 \text{ KN/m}^2 ;$$

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

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

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 6,35) + (1,5 \times 1)] \times 14,69$$

$$N_{\text{plancher}} = 148 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15 (148 + 28.654)$$

$$N_u = 203 \text{ KN};$$

❖ **La section réduite de béton :**

- $Br \geq 0,645556182 \times N_u$

$$Br \geq 0,645556182 \times 203 = 124,95 \text{ cm}^2;$$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 131,00 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq + \sqrt{131} + 2 \Rightarrow a=b= 13,44 \text{ cm}$$

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
  - $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{1}{4}$
- |  |   |                      |
|--|---|----------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots</math> (zone IIa)</li> <li>• <math>\text{Min}(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>\text{Min}(a, b) \geq 408/20 = 20,5 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>\text{Min}(a, b) \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}</math></li> </ul> | } | ⇒ condition vérifier |
|--|---|----------------------|

- Exemple du calcul de l'élancement mécanique  $\lambda$  de 11<sup>ème</sup> étage :

$$On : h = 306 \text{ cm} ;$$

$$a=b = 30 \text{ cm}$$

$$S = b \times a = 30 \times 30$$

$$S = 900 \text{ cm}^2 ;$$

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{30^4}{12}$$

$$I = 67500 \text{ cm}^4 ;$$

$$L_f = L_0 \times 0,7 = 306 \times 0,7$$

$$\Rightarrow L_f = 214,20 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{67500}{900}}$$

$$\Rightarrow i = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,20}{8,66}$$

$$\Rightarrow \lambda = 24,735$$

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

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

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

**Tableau II.6:** Tableau récapitulatif des sections des poteau

n	H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>p</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	Nu [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
1	3,06	11 éme étage	6,35	1	27,135	141,170	193,550	193,300	15,903	30	15,3	24,735
2	3,06	10 éme étage	11,21	2,5	61,914	266,446	377,614	243,771	17,613	35	15,3	21,201
3	3,06	9 éme étage	16,07	3,85	92,871	387,595	552,535	356,692	20,886	35	15,3	21,201
4	3,06	8 éme étage	20,93	5,05	123,827	505,568	723,805	467,257	23,616	40	15,3	18,551
5	3,06	7 éme étage	25,79	6,1	154,784	620,367	891,424	575,464	25,989	45	15,3	18,551
6	3,06	6éme étage	30,65	7	185,741	731,992	1055,393	681,315	28,102	45	15,3	16,490
7	3,06	5 éme étage	35,51	7,75	216,698	840,441	1215,710	784,809	30,014	45	15,3	16,490
8	3,06	4 éme étage	40,37	8,5	247,655	948,890	1376,027	888,303	31,804	50	15,3	14,841
9	3,06	3 éme étage	45,02	9,25	278,612	1053,340	1531,744	988,827	33,446	50	15,3	14,841
10	3,06	2 éme étage	49,88	10	309,569	1161,789	1692,061	1092,321	35,050	50	15,3	14,841
11	3,4	1 ére étage	54,74	10,75	340,525	1270,239	1852,379	1195,814	36,581	55	17	14,991
12	4,08	RDC	59,6	11,4	371,482	1376,572	2010,262	1297,737	38,024	55	20,4	17,989
13	3,06	sous-soul	64,46	12,34	402,439	2122,228	2903,368	1874,287	45,293	55	15,3	13,492

**Tableau II .7:** Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

Niveaux	Poteaux	Condition(1)	he20 [cm]	Condition(2)	$\frac{a}{b}$	Condition(3)
		$\min(a,b) \geq 25\text{cm}$		$\min(a,b) \geq \frac{he}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
11 <sup>ème</sup> étage	30×30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage → 9 <sup>ème</sup> étage	35×35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage → 7 <sup>ème</sup> étage	40×40	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage → 5 <sup>ème</sup> étage	45×45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage → 3 <sup>ème</sup> étage → 2 <sup>ème</sup> étage	50×50	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	55×55	vérifiée	17,00	vérifiée	1	vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	55×55	vérifiée	17,00	vérifiée	1	vérifiée
RDC	55×55	vérifiée	20,4	vérifiée	1	vérifiée
Sous-Sol	55×55	vérifiée	15,30	vérifiée	1	vérifiée

**Tableau II.8:** vérification de la condition de flambement.

Niveau	L [Cm]	a=b [Cm]	$L_f$ [Cm]	$I$ [Cm <sup>4</sup> ]	$A_{xb}$ [cm <sup>2</sup> ]	$i$ [Cm]	$\lambda$	
11 <sup>ème</sup> étage	306	30	214,2	67500	900	8.66	24,73	<35
10 <sup>ème</sup> étage	306	30	214,2	67500	900	8.66	24,73	<35
9 <sup>ème</sup> étage	306	35	214,2	125052.08	1225	10.10	21.20	<35
8 <sup>ème</sup> étage	306	35	214,2	125052.08	1225	10.10	21,20	<35
7 <sup>ème</sup> étage	306	40	214,2	213333.33	1600	11.55	18,55	<35
6 <sup>ème</sup> étage	306	40	214,2	213333.33	1600	11.55	18,55	<35
5 <sup>ème</sup> étage	306	45	214,2	341718.75	2025	12.99	16.48	<35
4 <sup>ème</sup> étage	306	45	214,2	341718.75	2025	12.99	16.48	<35
3 <sup>ème</sup> étage	306	50	214,2	520833.33	2500	14.43	14.84	<35
2 <sup>ème</sup> étage	306	50	214,2	520833.33	2500	14.43	14.84	<35
1 <sup>er</sup> étage	340	55	338	762552.08	3025	15.88	14,99	<35
RDC	408	55	285,6	762552.08	3025	15.88	17.98	<35
Sous sol	306	55	214,2	762552.08	3025	15.88	13,9949	<35



## II.6 Pré-dimensionnement des voiles :

### II.6.1- Voiles de contreventement :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA91 qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

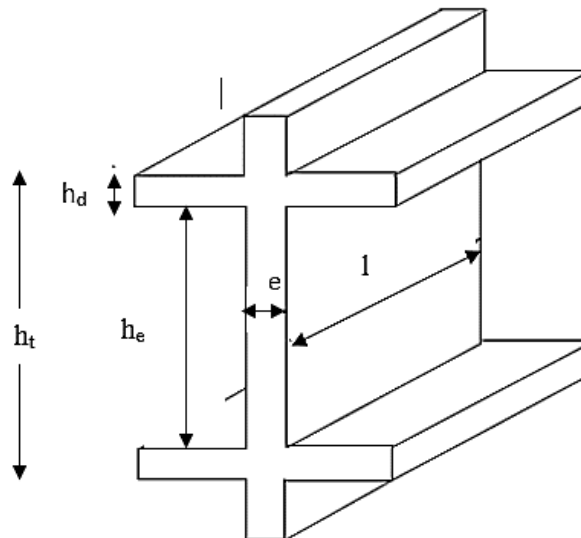
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

L'épaisseur du voile doit vérifier les conditions du RPA99 (version 2003) [article 7.7.1.4].

$$\begin{cases} e \leq \frac{h_e}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

D'où :

- **L** : Largeur du voile correspond à la portée minimale ;
- **e** : Epaisseur du voile ;
- **h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage;



**Figure II.11** : Voile en élévation

On a deux types des voiles considérés à savoir :

- 1 - voiles au niveau de la cage déancenseur en forme de U le RPA exige que l'épaisseur  $a \geq h_e/25$  ;
  - 2 – voile linéaire le RPA exigé que l'épaisseur  $a \geq h_e/20$  ;
- **h<sub>e</sub>(libre)** = haute d'étage – l'épaisseur du plancher
  - **h<sub>e</sub> (libre)** = 408 – 35 = 373 cm
  - **h<sub>e</sub> (libre)** = 340 – 35 = 305 cm

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet e &\geq \frac{373}{20} = 18,65 \text{ cm} \\ \bullet e &\geq \frac{340}{20} = 15,25 \text{ cm} \\ \bullet e &\leq \frac{185}{4} = 46,25 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifier.}$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification au flambement :**

La vérification de la condition de flambement des voiles est appliquée par la formule suivante :

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{185 \times 20^3}{12 \times (185 \times 20)}}$$

$$i = 5,77 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 373}{5,77}$$

$$\lambda = 45,25 \leq 50 \Rightarrow \text{condition vérifier le voile ne flambe pas ;}$$

Avec :

$\lambda$  : coefficient de flambement ;

$L_f$  : longueur libre de l'étage ;

$i$  : rayon de giration ;

$I_{\min}$  : l'inertie de voile ;

$B$  : la section de voile ;

**II.6.2- voiles périphériques :**

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$ . [article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{aligned} \bullet e_{\min} &= 15 \text{ cm} \\ \bullet a &\geq \frac{h_e}{20} \end{aligned} \right.$$

$$h(\text{hauteur libre du sous sol}) = [\text{hauteur d'étage} - \text{l'épaisseur de la dalle pleine}] = 306 - 16 = 290 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bullet e_{\min} &= 15 \text{ cm} \\ \bullet e &\geq \frac{290}{20} = 15 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$

### II.6.3- Voile d'ascenseur :

$$a \geq \frac{he}{25} \Rightarrow \frac{306-35}{25} = 10,84 \text{ cm}$$

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

- $e \leq \frac{150}{4} = 37,5 \text{ cm}$
  - $e \geq \frac{he}{25} \Rightarrow \frac{306-35}{25} = 10,84 \text{ cm}$
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées

Pour la cage d'ascenseur, On prendra :  $e = 15 \text{ cm}$

## II.7 Pré-dimensionnement l'acrotère

### IV.7.1- Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher soumise à son poids ( $W_p$ ) et une charge horizontale due 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.

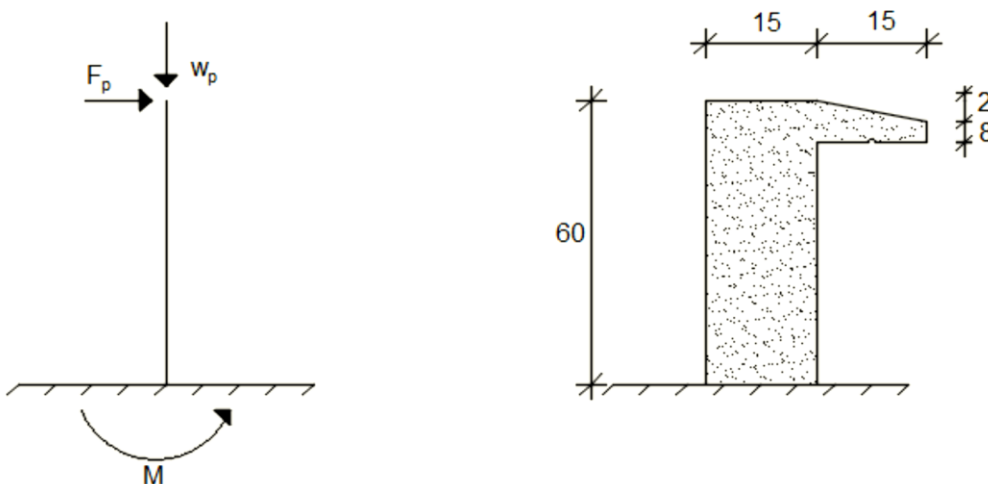


Fig.II.7.1: Dimension de l'acrotère et schéma statique.

# Chapitre : III



## Etude PLANCHEERS

{ Plancher à corps creux, Plancher à dalle pleine }

### **III.1- Introduction:**

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

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

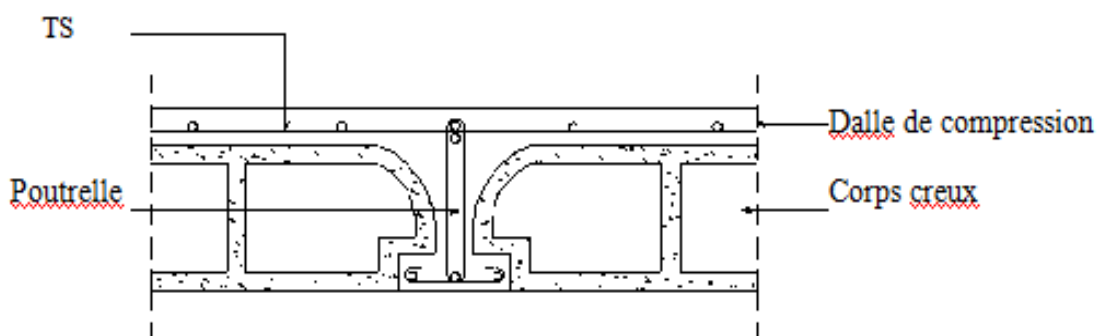
- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphérique et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation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

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

1. Plancher à corps creux
2. Plancher à dalle pleine

### **III.2- Plancher à corps creux :**

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

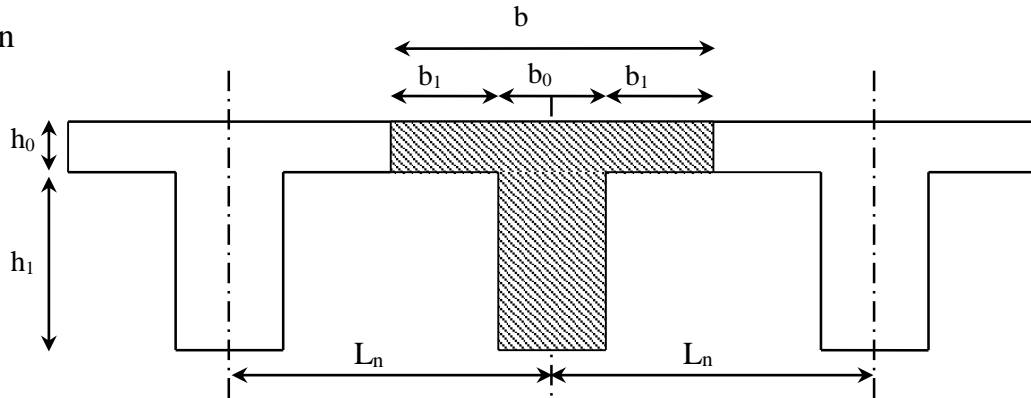


**Figure III.1 :** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

**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 :

- Une hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de Compression



**Figure III .2 :** schéma des poutrelles

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

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2};$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8)h_0$$

Avec :

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

$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L = 4.20\text{m}$ ) ;

$h_0$ : Hauteur maximale de la dalle de compression (4 cm)

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

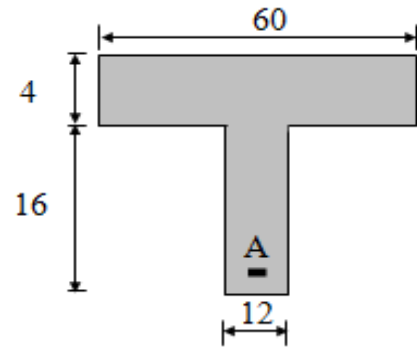
Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 42\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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



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

### III.2.2- Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

D'après les règles B.A.E.L.91 : L'épaisseur minimale de la dalle de compression est  $h_{0\min} = 4\text{cm}$

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 :  $A_{\perp}$
- 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les 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 :  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

$L_n$  : Ecartement entre axes des nervures

$f_e$  : Limite d'élasticité en [MPa].

#### **a- Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ) :**

➤ **Détermination des armatures :**

$$\text{On a : } 50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f}$$

On prendra  $\phi_6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$

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

$$5\phi 6/m_L \longrightarrow A = 1,41\text{cm}^2/m_L$$

$$(\phi 6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

### **b-Armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ ) :**

#### ➤ **Détermination des armatures :**

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23\text{cm}^2 / m_L$$

#### ➤ **Choix des armatures :**

$$5\phi 6/m_L \longrightarrow A = 1,41\text{cm}^2/m_L$$

$$(\phi 6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

**Choix :** Le treillis soudé adopté est : **TS Ø6 (20x20) cm<sup>2</sup>**.

### **III.2.3- Etude des poutrelles:**

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle 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 : [CBA93/B.6.2,20]

- **Méthode forfaitaire :** pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;[CBA93/B6.2.21]
- **Méthode de A. Caquot :** pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]
- **Méthode forfaitaire :**
- **Domaine d'application :**

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

- 1) La surcharge d'exploitation  $P \leq \min(2G; 500\text{daN}/m^2)$  ;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

### **III.2.3-Le principe de la méthode :**

Soit  $M_0$  la Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;



$M_w$  et  $M_e$  : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée et



**Figure III.4 :** Définition des moments

➤ **Moments en travées :**

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée intermédiaire})$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée de rive})$$

$M_w$  : Le moment en appuis de gauche

$M_e$  : Le moment en appuis de droite.

➤ **Moments sur appuis de rive :**

$M_{ar} = 0 \longrightarrow$  pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0,2 M_0 \longrightarrow$  pour un encastrement partiel

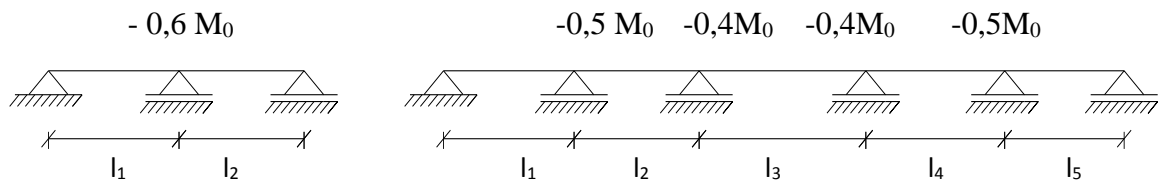
$M_{ar} = -0,4 M_0 \longrightarrow$  pour un encastrement.

➤ **Moments sur appuis intermédiaires :**  $M_{ai}$  (figure III.5)

- $M_{ai} = -0,6 M_0 \longrightarrow$  cas d'une poutre à deux travées ;
- $M_{ai} = -0,5 M_0 \longrightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus

de deux travées

- $M_{ai} = -0,4 M_0 \longrightarrow$  pour les autres appuis intermédiaires.



**Figur III.5** Moments sur appuis intermédiaire

**Remarque :**

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment  $M_0$  de part et d'autre de l'appui.

- **Méthode de Caquot minorée:**
- **Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]**

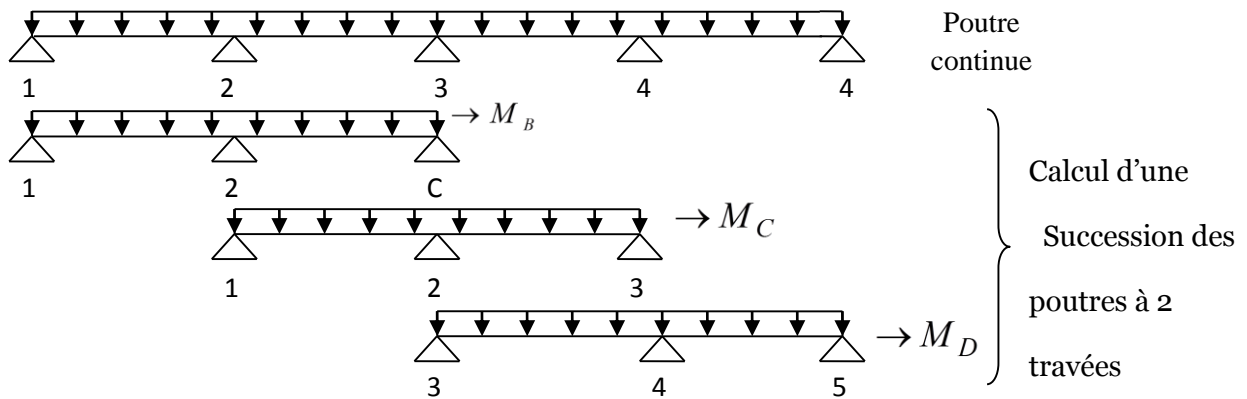
Dans le cas où l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et  $2/3$  ; les valeurs des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

- **Principe de la méthode :**

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e) à l'appui considéré.

On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur  $l'_w$  et  $l'_e$

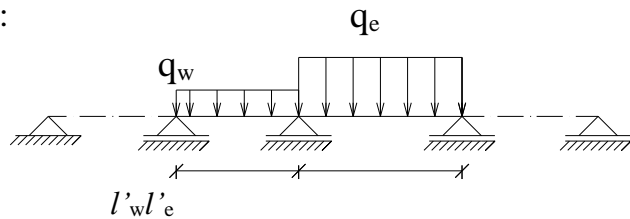
- $l'_w$  ou  $l'_e = 0,8l_i$  pour les travées intermédiaires.
- $l'_w$  ou  $l'_e = l_i$  pour les travées de rives sans console.



**Figure.III.6 :** Représentation de la méthode de Caquot

• **Moments sur appuis intermédiaires:**

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



**Figure III.7:** Schema 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

$l$  : la portée réelle de la travée

• **Moments en travées:**

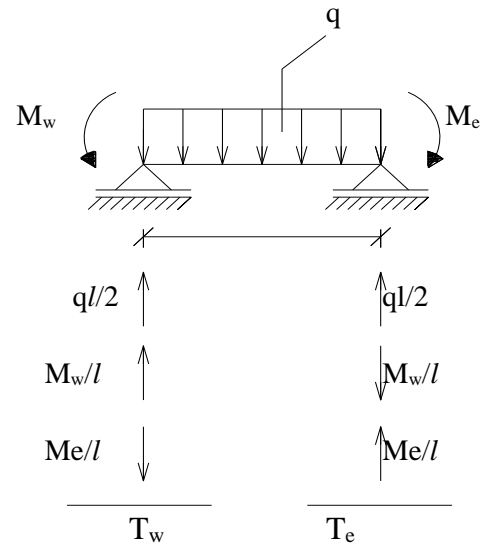
$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$  : Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment Isostatique)

$M_w$  et  $M_e$ : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée

$x$  : abscisse varie de 0 à  $l$



$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow x = ?$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

• **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.3)-Evaluation des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

**2<sup>ere</sup> ⇒ 11<sup>eme</sup> étage :**

$$G = 486 \text{ dan/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ dan/m}^2$$

➤ **Types de poutrelles :**

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

**plancher terrasse :**

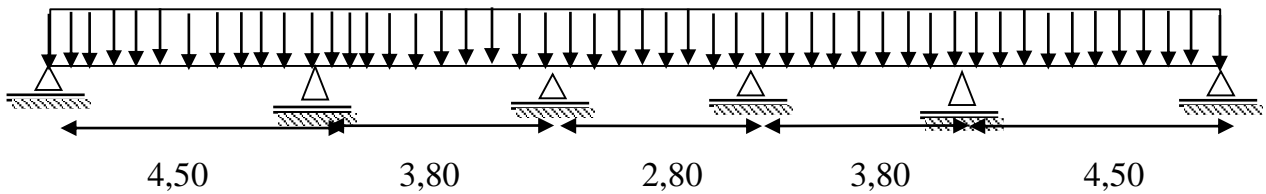
$$G = 635 \text{ daN/m}$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}$$

➤ Type 1 :

$$q_u = 528,66 \text{ daN /ml.}$$

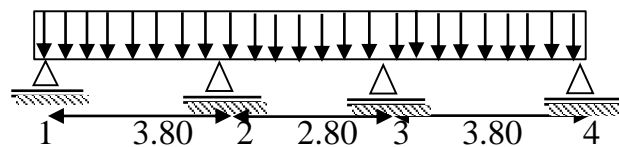
$$q_{ser} = 397,44 \text{ daN /ml}$$



➤ Type 2 :

$$q_u = 528,66 \text{ daN /ml.}$$

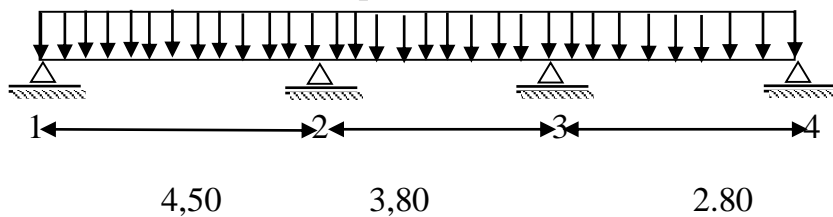
$$q_{ser} = 381,6 \text{ daN /ml}$$



➤ Type 03:

$$q_u = 528,66 \text{ daN /ml}$$

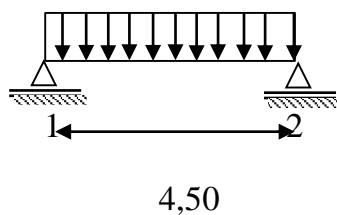
$$q_{ser} = 381,6 \text{ daN /ml}$$



➤ Type 04 :

$$q_u = 528,66 \text{ daN /ml.}$$

$$q_{ser} = 381,6 \text{ daN /ml}$$



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

- La surcharge  $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 486 ; 500 \text{ daN/m}^2)$ ..... **Condition vérifiée**
- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées..... **condition vérifiée**
- fissuration peu nuisible ..... **condition vérifiée**
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,80}{3,80} = 0,73 \leq 0,8 \quad \text{condition non vérifiée}$$

donc la méthode de Caquot minoré est applicable pour tout les types .

**III.3.1)-Application de la méthode de Caquot dans l'étage courant:**

On prend le type 1 comme exemple de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{ll} G = 486 \text{ daN/m}^2 & q_u' = (1,35 \times (\frac{2}{3} \times 486) + 1,5 \times 150) \cdot 0,6 = 397,44 \text{ daN/ml} \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 & q_s' = ((\frac{2}{3} \times 486) + 150) \cdot 0,6 = 284,4 \text{ daN/ml} \\ q_u = 528,66 \text{ daN/m}^2 & \\ q_s = 381,6 \text{ daN/m} & \end{array} \right.$$

**Moment en appuis :**

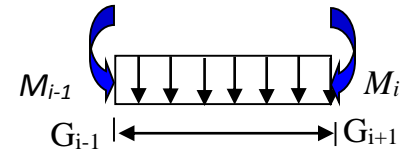
$$M_i = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

**Avec :**

$$q_u' = 1,35 \cdot (\frac{2}{3} G) + 1,5 Q : \text{ la charge ultime réduite ;}$$

$q_s' = \left(\frac{2}{3}G\right) + Q$  : la charge de service réduite

**Moment en travée :**



$$M(x) = \left( \frac{ql_i}{2} \cdot x - l_i q \frac{x^2}{2} \right) + \left( \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \right) \cdot x - M_{i-1}$$

X : abscisse de  $M_t$  maximum.

$M_{i-1}$  et  $M_i$  : moment sur appuis en valeur absolue

➤ **Abscisse de moment maximum :**

$$X_0 = \left( \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q} \right) + \frac{l_i}{2}$$

$M_{i-1}$  et  $M_i$  : Moment sur appui en valeur absolue

$X_0$  : abscisse de  $M_t$  maximum

➤ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \left( \frac{ql_i}{2} - qx \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

• **Etat limite ultime :**

$$q_u = (1,35 G + 1,5Q) \times 0,6 = (1,35 \times 486 + 1,5 \times 150) \times 0,6 = 528,66 \text{ daN /ml.}$$

$$q_u' = \left(1,35 \times \frac{2}{3} G + 1,5Q\right) \times 0,6 = \left(1,35 \times \frac{2}{3} \times 486 + 1,5 \times 150\right) \times 0,6 = 397,44 \text{ daN /ml.}$$

• **Etat limite de service :**

$$q_{ser} = (G + P) \times 0,6 = (486 + 150) \times 0,6 = 381,6 \text{ daN /ml.}$$

$$q_{ser}' = \left(\frac{2}{3} G + P\right) \times 0,6 = \left(\frac{2}{3} \times 486 + 150\right) \times 0,6 = 284,4 \text{ daN /ml.}$$

➤ **Moment fléchissant en appuis (schéma) :**

**-Les longueurs fictives:**

**Travée de rive :**

$$l'_1 = 0,8 \times l_1 = 0,8 \times 4,50 = 3,60 \text{ m}$$

$$l'_6 = 0,8 \times l_6 = 0,8 \times 4,50 = 3,60 \text{ m}$$

### Travée intermédiaire :

$$l'_2 = 0,8 \times l_2 = 0,8 \times 3,80 = 3,04 \text{ m}$$

$$l'_3 = 0,8 \times l_3 = 0,8 \times 2,80 = 2,24 \text{ m}$$

$$l'_4 = 0,8 \times l_4 = 0,8 \times 3,08 = 3,04 \text{ m}$$

### Moment en appuis :

D'après le B.A.E.L 91 et D.T. U associés P18 -702 article E 2.2.1 moment en appuis sera calculé comme suit :

$$M_i = -\frac{q_w^r \times l_w'^2}{8,5} \times \frac{\frac{l_w'}{I_w}}{\frac{l_w'}{I_w} + \frac{l_e'}{I_e}} - \frac{q_e^r \times l_e'^2}{8,5} \times \frac{\frac{l_e'}{I_e}}{\frac{l_w'}{I_w} + \frac{l_e'}{I_e}}$$

### Remarque :

Si  $I = \text{cte}$  le long de la poutre, on obtient la formulation suivante :

$$M_i = -\frac{q_w \times l_w'^3 + q_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

Avec :  $l_w'$  et  $l_e'$  : les lignes fictives

### ➤ Etat limite ultime :

#### Appuis de rive 1 et 6 :

$$M_1 = -\frac{q_u \times l_1^2}{8,5} = \frac{397,44 \times 4,50^2}{8,5} = -946,84 \text{ daN.m}$$

$$M_6 = -\frac{q_u \times l_6^2}{8,5} = \frac{397,44 \times 4,50^2}{8,5} = -946,84 \text{ daN.m}$$



**Appuis intermédiaire :**

$$M_2 = -\frac{q_u'(l_1^3 + l_2^3)}{8,5 \times 0,8(l_1 + l_2)} = \frac{397,44 \times (3,60^3 + 3,04^3)}{8,5 \times 0,8(4,50 + 3,80)} = -526,38 \text{ daN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_u'(l_2^3 + l_3^3)}{8,5 \times 0,8(l_2 + l_3)} = \frac{397,44 \times (3,04^3 + 2,24^3)}{8,5 \times 0,8(3,80 + 2,80)} = -348,33 \text{ daN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_u'(l_3^3 + l_4^3)}{8,5 \times 0,8(l_3 + l_4)} = \frac{397,44 \times (2,4^3 + 3,04^3)}{8,5 \times 0,8(2,80 + 3,80)} = -276,98 \text{ daN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_u'(l_4^3 + l_5^3)}{8,5 \times 0,8(l_4 + l_5)} = \frac{397,44 \times (3,04^3 + 3,60^3)}{8,5 \times 0,8(4,50 + 3,80)} = -526,38 \text{ daN.m}$$

**Etat limite de service :****Appuis de rives 1 et 6 :**

$$M_1 = -\frac{q_{ser}' \times l_1^2}{8,5} = \frac{284,4 \times 4,50^2}{8,5} = -677,54 \text{ daN.m}$$

$$M_6 = -\frac{q_{ser}' \times l_6^2}{8,5} = \frac{284,46 \times 4,50^2}{8,5} = -677,54 \text{ daN.m}$$

**Appuis intermédiaires:**

$$M_2 = -\frac{q_{ser}'(l_1^3 + l_2^3)}{8,5 \times 0,8(l_1 + l_2)} = \frac{284,4 \times (3,60^3 + 3,04^3)}{8,5 \times 0,8(4,50 + 3,80)} = -376,67 \text{ daN.m}$$

$$M_3 = -\frac{q_{ser}'(l_2^3 + l_3^3)}{8,5 \times 0,8(l_2 + l_3)} = \frac{284,4 \times (3,04^3 + 2,24^3)}{8,5 \times 0,8(3,80 + 2,80)} = -276,98 \text{ daN.m}$$

$$M_4 = -\frac{q_{ser}'(l_3^3 + l_4^3)}{8,5 \times 0,8(l_3 + l_4)} = \frac{284,4 \times (2,24^3 + 3,04^3)}{8,5 \times 0,8(2,80 + 3,80)} = -276,98 \text{ daN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_{ser}'(l_4^3 + l_5^3)}{8,5 \times 0,8(l_4 + l_5)} = \frac{284,4 \times (3,04^3 + 3,60^3)}{8,5 \times 0,8(4,50 + 3,80)} = -376,67 \text{ daN.m}$$

- **Détermination de moment en travée :**

D'après le B.A.E.L 91 et D.T. U associés P18 -702 article E 2.2.2 le moment en travée sera calculé comme suit :

➤ Calcul d'abscisse de MT maximum ( $x_0$ ) :

$$X_0 = \left( \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q'} \right) + \frac{l_i}{2}$$

**Etat limite ultime :**

**Travée 1 - 2 :**

$$X_0 = \left( \frac{M_1 - M_2}{l_1 \cdot q_u'} \right) + \frac{l}{2} = \frac{946,84 - 526,38}{4,50 \times 397,44} + \frac{4,50}{2} = 2,48m$$

**Travée 2 - 3:**

$$X_0 = \left( \frac{M_2 - M_3}{l_2 \cdot q_u'} \right) + \frac{l}{2} = \frac{526,38 - 276,98}{3,80 \times 397,44} + \frac{3,80}{2} = 2,05m$$

**Travée 3 - 4:**

$$X_0 = \left( \frac{M_3 - M_4}{l_3 \cdot q_u'} \right) + \frac{l}{2} = \frac{348,33 - 264,09}{2,80 \times 397,44} + \frac{2,80}{2} = 1,40m$$

**Travée 4 - 5:**

$$X_0 = \left( \frac{M_4 - M_5}{l_4 \cdot q_u'} \right) + \frac{l}{2} = \frac{264,09 - 526,30}{3,80 \times 397,44} + \frac{3,80}{2} = 1,70m$$

**Travée 5 - 6:**

$$X_0 = \left( \frac{M_5 - M_6}{l_5 \cdot q_u'} \right) + \frac{l}{2} = \frac{526,38 - 946,84}{4,50 \times 397,44} + \frac{4,50}{2} = 2,00m$$

**Etat limite service:**

$$X_0 = \left( \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q'} \right) + \frac{l}{2}$$

• **Travée 1 - 2 :**

$$X_0 = \left( \frac{M_1 - M_2}{l_1 \cdot q_{ser}'} \right) + \frac{l}{2} = \frac{677,54 - 376,67}{4,50 \times 284,4} + \frac{4,50}{2} = 2,50m$$

- **Travée 2 - 3 :**

$$X_0 = \left( \frac{M_2 - M_3}{l_2 \cdot q_{ser}} \right) + \frac{l}{2} = \frac{376,67 - 276,98}{3,80 \times 284,4} + \frac{3,80}{2} = 2,00m$$

- **Travée 3 - 4 :**

$$X_0 = \left( \frac{M_3 - M_4}{l_3 \cdot q_{ser}} \right) + \frac{l}{2} = \frac{276,98 - 276,98}{2,80 \times 284,4} + \frac{2,80}{2} = 1,40m$$

- **Travée 4 - 5 :**

$$X_0 = \left( \frac{M_4 - M_5}{l_4 \cdot q_{ser}} \right) + \frac{l}{2} = \frac{276,98 - 376,67}{3,80 \times 284,4} + \frac{3,80}{2} = 1,70m$$

- **Travée 5 - 6 :**

$$X_0 = \left( \frac{M_5 - M_6}{l_1 \cdot q_{ser}} \right) + \frac{l}{2} = \frac{376,67 - 677,54}{4,50 \times 284,4} + \frac{4,50}{2} = 2,00m$$

- **Moment fléchissant en travée :**

$$M(x) = \left( \frac{q_x l_i}{2} \cdot X - q_x \frac{X^2}{2} \right) + \left( \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \right) \cdot X - M_{i-1}$$

**Etat limite ultime:**

- **Travée 1 - 2 :**

$$M_T = \left( \frac{528,66 \times 4,50}{2} \times 2,50 - 528,66 \times \frac{2,50^2}{2} \right) + \left( \frac{946,84 - 526,38}{4,50} \right) \times 2,50 - 946,48$$

$$M_T = 608,75 \text{ daN.m}$$

- **Travée 2 - 3 :**

$$M_T = \left( \frac{528,66 \times 3,80}{2} \times 2,00 - 528,66 \times \frac{2,00^2}{2} \right) + \left( \frac{526,38 - 348,33}{3,80} \right) \times 2,00 - 526,38$$

$$M_T = 518,92 \text{ daN.m}$$

- Travée 3 – 4 :

$$M_T = \left( \frac{528,66 \times 2,80}{2} \times 1,40 - 528,66 \times \frac{1,40^2}{2} \right) + \left( \frac{363,63 - 264,09}{2,80} \right) \times 1,40 - 363,63$$

$$M_T = 204,23 \text{ daN.m}$$

- Travée 4 - 5 :

$$M_T = \left( \frac{528,66 \times 3,80}{2} \times 1,70 - 528,66 \times \frac{1,70^2}{2} \right) + \left( \frac{264,09 - 526,38}{3,80} \right) \times 1,70 - 264,09$$

$$M_T = 562,28 \text{ daN.m}$$

- Travée 5 - 6 :

$$M_T = \left( \frac{528,66 \times 4,50}{2} \times 2,00 - 528,66 \times \frac{2,00^2}{2} \right) + \left( \frac{526,38 - 946,84}{4,50} \right) \times 2,00 - 526,38$$

$$M_T = 608,40 \text{ daN.m}$$

Etat limite de service :

- Travée 1 – 2 :

$$M_T = \left( \frac{381,6 \times 4,50}{2} \times 2,50 - 381,6 \times \frac{2,50^2}{2} \right) + \left( \frac{677,54 - 376,67}{3,20} \right) \times 2,50 - 677,54$$

$$M_T = 511,51 \text{ daN.m}$$

- Travée 2 - 3 :

$$M_T = \left( \frac{381,6 \times 3,80}{2} \times 2,07 - 381,6 \times \frac{2,07^2}{2} \right) + \left( \frac{376,67 - 188,98}{3,80} \right) \times 2,07 - 376,67$$

$$M_T = 408,85 \text{ daN.m}$$

- Travée 3 - 4 :

$$M_T = \left( \frac{381,6 \times 2,80}{2} \times 1,40 - 381,6 \times \frac{1,40^2}{2} \right) + \left( \frac{276,98 - 276,98}{2,80} \right) \times 1,40 - 276,98$$

$$M_T = 184,99 \text{ daN.m}$$

- Travée 4 - 5 :

$$M_T = \left( \frac{381,6 \times 3,80}{2} \times 1,80 - 381,6 \times \frac{1,80^2}{2} \right) + \left( \frac{276,98 - 376,67}{3,80} \right) \times 1,80 - 276,98$$

$$M_T = 362,68 \text{ daN.m}$$

- Travée 5 - 6 :

$$M_T = \left( \frac{381,6 \times 4,50}{2} \times 2,00 - 381,6 \times \frac{2,00^2}{2} \right) + \left( \frac{376,67 - 677,54}{4,50} \right) \times 2,00 - 677,54$$

$$M_T = 362,67 \text{ daN.m}$$

- Détermination de l'effort tranchant:

D'après les règles de B.A.E.L 91 et D.T. U associés P18 -702 article E- 2.2.3 l'effort tranchant sera calculé comme suit :

### Calcul de l'effort tranchant (T)

#### Travée de rive (1-2):

$$T(x) = \left( \frac{q_u l_i}{2} \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

$$T(x) = \left( \frac{q_u l_i}{2} - qx \right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

$$T_1 = \left( \frac{397,44 \times 4,50}{2} \right) + \frac{946,84 - 526,38}{4,50} = 987,67 daN$$

$$T_2 = \left( \frac{397,44 \times 4,50}{2} - 397,44 \times 4,50 \right) + \frac{946,84 - 526,38}{4,50} = -800,89 daN$$

**Appuis intermédiaire 2 – 3 :**

$$T_2 = \left( \frac{397,44 \times 3,80}{2} \right) + \frac{526,38 - 363,36}{3,80} = 798,036 daN$$

$$T_3 = \left( \frac{397,44 \times 3,80}{2} - 397,44 \times 3,80 \right) + \frac{526,38 - 363,36}{3,80} = -712,236 daN$$

**Appuis intermédiaire 3 - 4 :**

$$T_3 = \left( \frac{397,44 \times 2,80}{2} \right) + \frac{363,36 - 264,09}{2,80} = 591,58 daN$$

$$T_4 = \left( \frac{397,44 \times 2,80}{2} - 397,44 \times 2,80 \right) + \frac{363,36 - 264,09}{2,80} = -520,96 daN$$

**Appuis intermédiaire 4 - 5:**

$$T_4 = \left( \frac{397,44 \times 3,80}{2} \right) + \frac{264,09 - 526,38}{3,80} = 686,11 daN$$

$$T_5 = \left( \frac{397,44 \times 3,80}{2} - 397,44 \times 3,80 \right) + \frac{264,09 - 526,38}{3,80} = -824,16 daN$$

**Appuis intermédiaire 5 - 6:**

$$T_5 = \left( \frac{397,44 \times 4,50}{2} \right) + \frac{526,38 - 946,84}{4,50} = 800,80 daN$$

$$T_6 = \left( \frac{397,44 \times 4,50}{2} - 397,44 \times 4,50 \right) + \frac{526,38 - 946,84}{4,50} = -987,675 daN$$

Les autres travées sont calculées de la même façon et les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants pour les autres types.

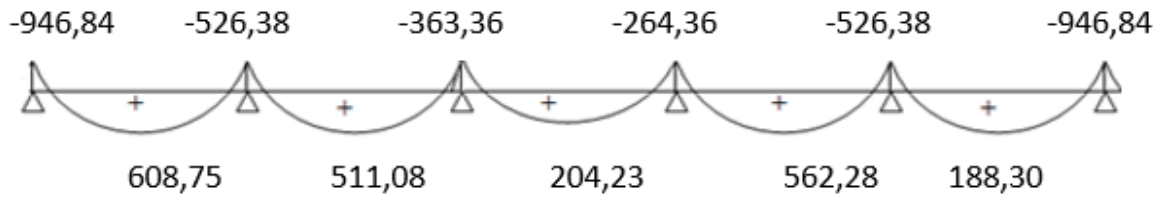
**➤ Type 01**

: **Tableau III.1** : Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type 1 \_ plancher étage courant

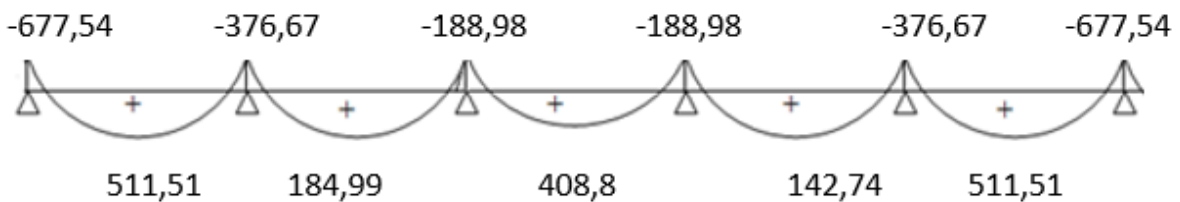
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscise $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-946,84	-677,54	1-2	2,5	2,5	608,75	511,51	/	987,67
2	-526,38	-376,67	2-3	2,05	2,05	511,08	408,85	-800,89	712,236
3	-363,36	-276,98	3-4	1,40	1,40	204,23	184,99	-712,236	591,58
4	-264,36	-276,98	4-5	1,80	1,80	562,28	408,21	-520,96	686,11
5	-526,38	-376,67						-824,16	800,89
6	-946,84	-677,54	5-6	2,00	2,00	608,40	511,51	-987,67	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

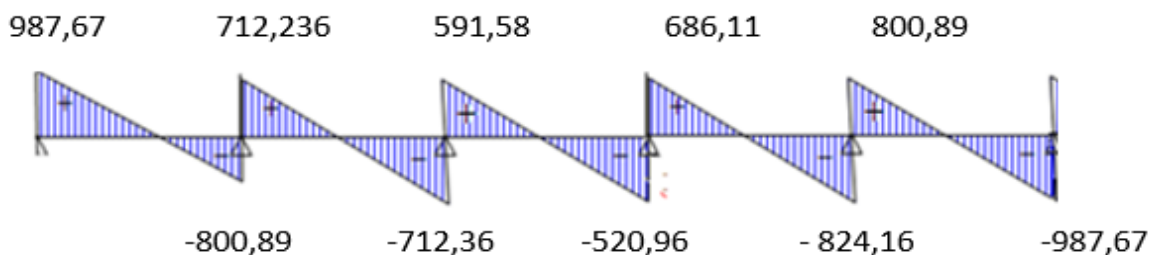
ELU :M en [daN.m]



ELS :M en [daN.m]



**Diagramme de l'effort tranchant :** M en [daN.m]



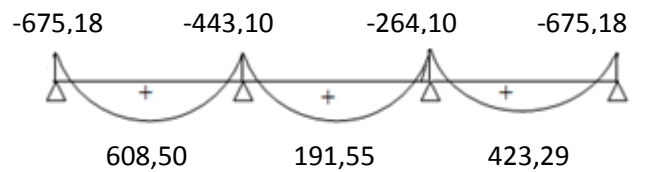
➤ **Type 02 :**

**Tableau III.2 :** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type 2\_plancher étage courant

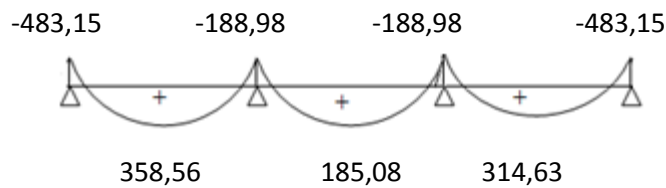
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscice $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-675,18	-483,15	1-2	2,00	2,00	608,50	358,56	/	-694,08
2	-443,10	-276,98	2-3	1,40	1,40	191,55	185,08	816,19	-492,46
3	-264,10	-276,98						620,38	-863,31
4	-675,18	-483,15	3-4	1.60	1,60	423,29	314,63	646,96	/

**Diagrammes des moment fléchissant :**

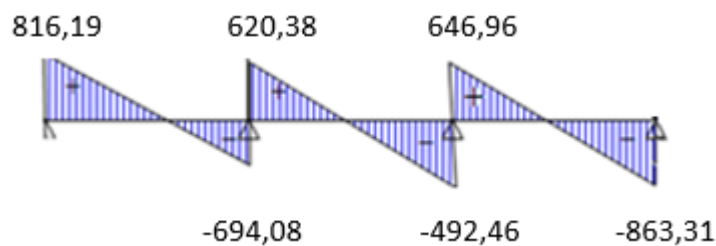
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant :M en [daN.m]**





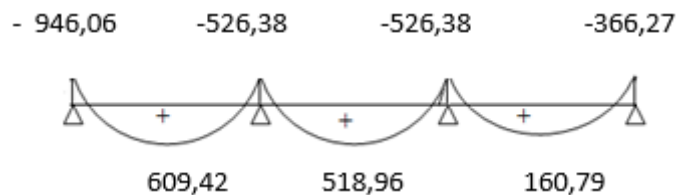
➤ **Type 3 :**

**Tableau III.3 :** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée type3\_plancher étage courant \_

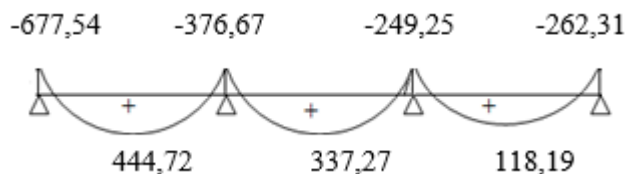
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscice $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-946,06	-677,54	1-2	2,48	2,48	609,42	444,72	/	987,50
2	-526,38	-376,67	2-3	2,00	2,00	518,96	337,27	-800,98	801,99
3	-348,33	-249,25						-708,28	550,00
4	-366,27	-262,31	3-4	1,40	1,40	160,79	118,19	-562,28	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

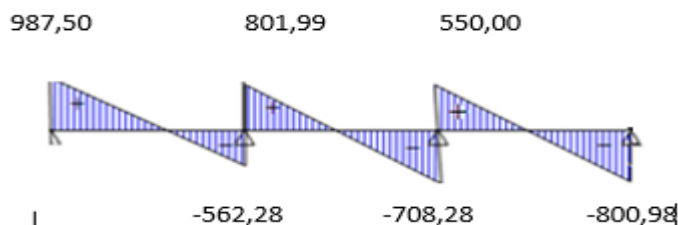
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant : M en [daN.m]**



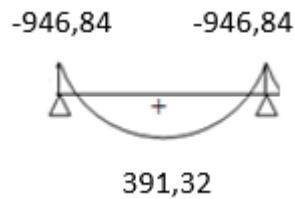
**Type 4 :**

**Tableau III.4:** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_type4\_plancher étage courant

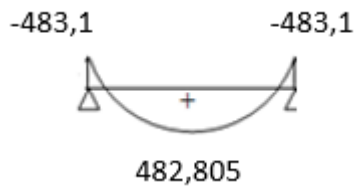
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscise $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-946,84	-483,1	1-2	2,25	2,25	391,32	482,805	/	894,24
2	-946,84	-483,1							-894,24

**Diagrammes des moments fléchissant :**

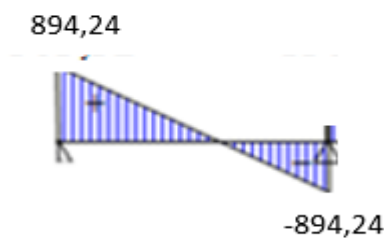
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant : T en [daN].**



**III.3.2)-Application de la méthode de Caquot dans l'étage plancher terrasse:**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 635 \text{ daN/m}^2 \\ P = 100 \text{ daN/m}^2 \\ q_u = 604,35 \text{ daN/m}^2 \\ q_s = 441 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q_u' = (1,35 \times \frac{2}{3} G + 1,5Q) \times 0,6 = (1,35 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 635) + 1,5 \times 100) \cdot 0,6 = 432,9 \text{ daN/ml}$$

$$q_s' = (1 \times \frac{2}{3} G + 1Q) \times 0,6 = (\frac{2}{3} \cdot 635) + 100 \cdot 0,6 = 314 \text{ daN/ml}$$

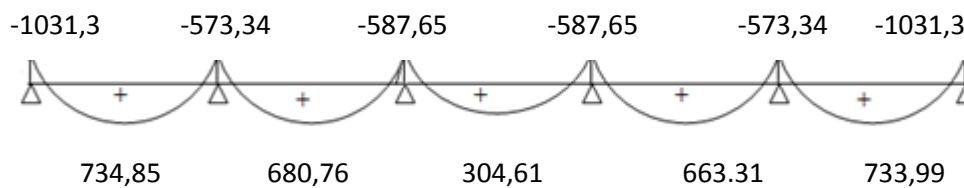
➤ **Type 1 :**

**Tableau III.5 :** les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type 1 \_plancher terrasse 1

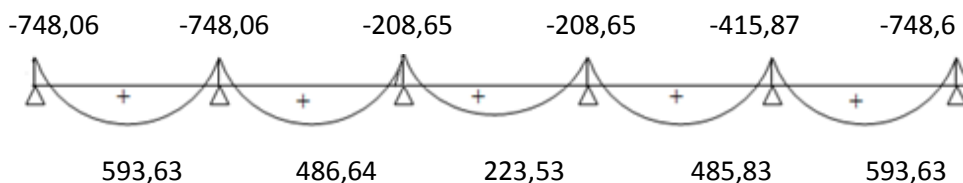
A ppuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	X <sub>0</sub> l'abscise M <sub>t</sub> en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-1031,3	-748,06	1-2	2,48	2,48	734,85	593,63	/	3742,46
2	-573,34	-415,87	2-3	2,07	2,07	680,79	486,64	-805,59	897,69
3	-587,65	-208,65	3-4	1,40	1,40	304,61	223,53	-747,33	606,06
4	-587,65	-208,65	4-5	1,70	1,70	663,31	485,83	-606,06	747,32
5	-573,34	-415,87						-897,69	872,25
6	-1031,3	-748,06	5-6	2,00	2,00	733,99	593,63	-1075,80	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

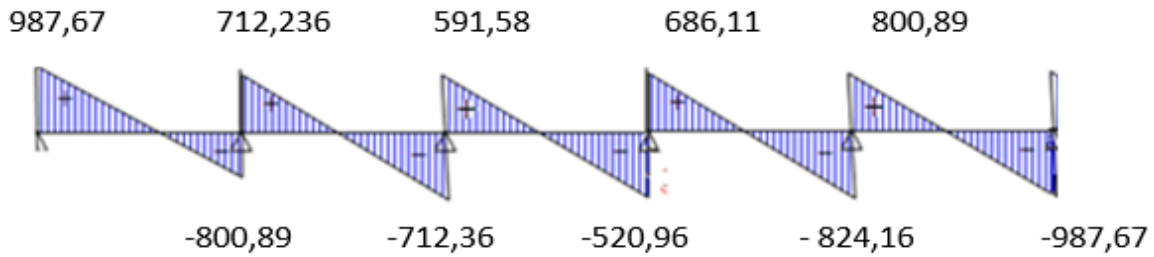
ELU : M en [daN.m]



ELU : M en [daN.m]



**Diagramme de l'effort tranchant :  $T_{en}$  [daN.m]**



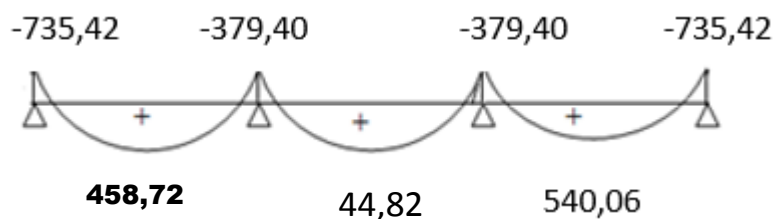
**Type 2 :**

**Tableau III.6 :** les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type2\_plancher te

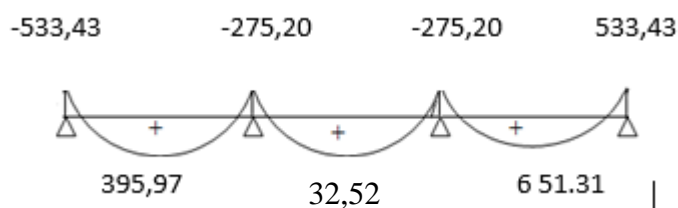
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscice $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-735,42	-533,43	1-2	2,00	2,00	458,72	395,97	/	916,20
2	-379,40	-275,20	2-3	1,40	1,40	44,842	32,52	-728,82	606,6
3	-379,40	-275,20						-606,6	728,82
4	-735,42	-533,43	3-4	1,70	1,70	540,06	651,31	-916,20	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

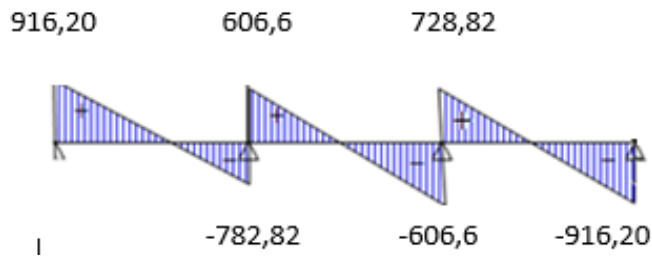
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant :M en [daN.m]**



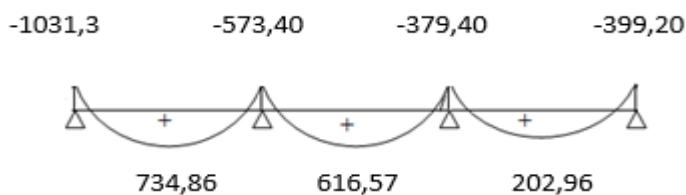
**Type3:**

**Tableau III.7 :** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type3\_plancher terrasse

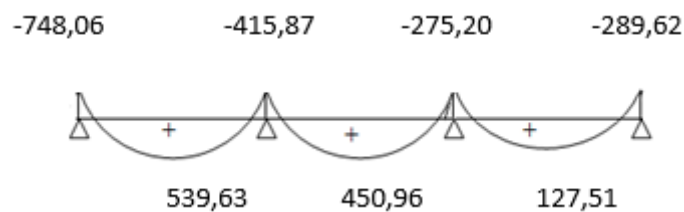
**Diagrammes des moments fléchissant :**

Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscice $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-1031,3	-748,05	1-2	2,48	2,48	734,86	539,63	/	1075,79
2	-573,32	-415,87	2-3	2,00	2,00	616,57	450,96	-872,25	873,54
3	-379,40	-275,20						-771,48	600,06
4	-399,20	-289,62	3-4	1,40	1,40	202,96	127,51	-612,06	/

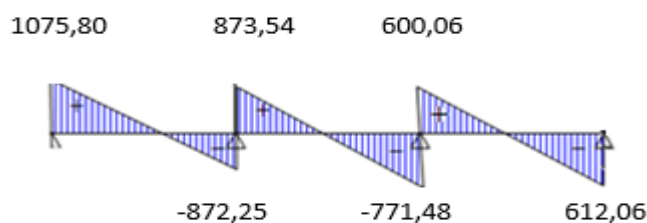
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m] :**



**Diagramme de l'effort tranchant : M en [daN.m]**



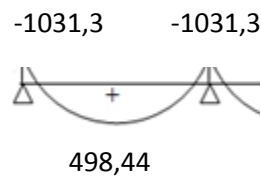
**Type4:**

**Tableau III.8 :** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type 4 \_plancher terrasse

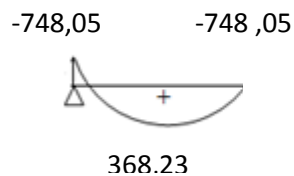
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscice $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-1031,3	-748,05	2-3	2,25	2,25	498,44	368,23	/	974,025
2	-1031,3	-748,05		-974,025	/				

**Diagrammes des moments fléchissant :**

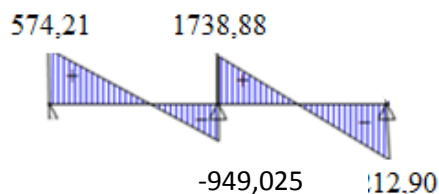
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant : M en [daN.m]**



**III. 3.3)-Détermination des armatures de poutrelle type 3 étage courant**

**a)-En travées :**

$M_{tab}$  : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

- Si :  $M_{tab} < M_{max}$  : La zone comprimée se trouve dans la nervure et la section de calcul sera une section en « Té ».
- Si :  $M_{tab} > M_{max}$  : La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (b×h)

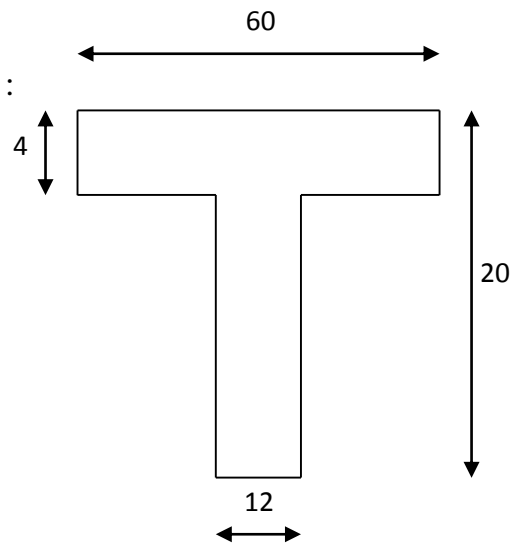
**1)-ELU :**

$$M_t^u = 743,86 daN.m$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

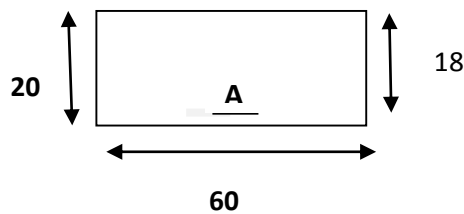
$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 N.m$$



**Figure III.8** Section de calcul en travée

Donc la section de calcul sera comme une section rectangulaire de dimension (b × h) = (60x20) [cm<sup>2</sup>]

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



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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7348,600}{14,2 \times 60 \times (18)^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_{AB} = 0,186 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

### Détermination des armatures: section de calcul en travée

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7348,600}{348 \times 0,987 \times 18} = 1,20 \text{ cm}^2$$

### Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,32 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures:

$$3T10 \longrightarrow A = 2,37 \text{ cm}^2$$

### 2)-ELS :

$$M_t^s = 593,63 \text{ daN.m.}$$

#### ➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60,4^2}{2} - 15 \times 2,37 \times (18 - 4) = -17,7 < 0$$

La zone comprimée se trouve dans la nervure  $\implies$  la section de calcul est une section en T

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,37}{12} = 18,96 \text{ m}$$



$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \times A \times d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,37 \times 18}{12} = 170,65 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,96 + \sqrt{(-18,96)^2 + 170,65} = 4,06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4,06^3 - (60 - 12)(4,06 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,37 \cdot (18 - 4,06)^2$$

$$I = 8246,66 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = 0,70$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,70 \times 4,06 = 2,84 \text{ MPa}$$

Donc on a :  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de  $\sigma_s$ .

⇒ Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

### **b)-En appuis :**

#### **1)-ELU :**

$$M_a^u = 1031,3 \text{ daN.m}$$

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  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$ .

#### **➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10313}{14,2 \times 12 \times (18)^2} = 0,188$$

$\mu = 0,136 < \mu_{AB} = 0,186 \implies$  pivot B : A' n'existe pas

$$\implies \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,262$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,895$$

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

**-Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10313,00}{348 \times 0,927 \times 18} = 1,64 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_a^u; A_{\min}) = 1,64 \text{ cm}^2$$

**-Choix des armatures:**

$$1T14 \longrightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

**2)-ELS :**

$$M_a^{ser} = -533,43 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' }  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1031,3}{748,60} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,385 > \alpha = 0,262$$

**➤ Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

⇒ Les armatures calculées en ELU sont maintenues

**➤ Calcul des armatures transversal:**

$$T_u^{\max} = 1075,79 \text{ daN}$$

**a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

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

Avec :

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

$$T_u = 10757,9 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 20 \times 10^2 = 103809,6 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

**b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures**

**longitudinales:**

Nous avons :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_l = 2,37 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 1075,79 - \frac{1031,3}{0,9 \cdot 18} \right) \times 10^{-2} = 0,19 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition verifier}$$

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{10757,90}{12 \times 18 \times 100} = 0,500 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,67 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,500 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

**d) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

• **Diamètre des armatures transversales :**

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

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

On prend :  $\phi_t = 6mm$  de nuance d'acier FeA250  $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,56cm^2$

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

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

$K = 1$  (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

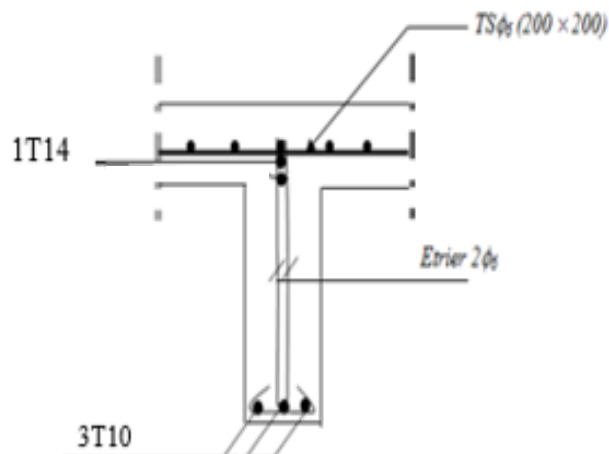
$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,500 - 0,3 \times 1,8)} = 62,66cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \cdot 18cm; 40cm) = 16,2cm$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,42cm$$

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

On adopte :  $\delta_t = 15cm$



**Figure III.10:** Coupe transversale au niveau de la poutelle

**III. 4-Vérification de la flèche :**

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe}$

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{420} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

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

**Calcul de flèche :**

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

**Calcul des charges :**

**g** : charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = 635 \times 0,6 = 381 \text{ daN/m.}$$

**j** : charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = 635 \times 0,6 = 381 \text{ daN/m. (Car l'exemple de calcul est le plancher terrasse)}$$

**P** : charge totale (P = G+Q) ;

$$P = (635+100) \times 0,6 = 441 \text{ daN/m.}$$

**Calcul des moments fléchissant :**( méthode de Caquot )

$$q'_{sj1} = q'_{sg1} = \left( \frac{2}{3} \times 635 \right) \times 0,6 = 254 \text{ daN / ml}$$

$$q'_{sp1} = \left( \left( \frac{2}{3} \times 635 \right) + 100 \right) \times 0,6 = 314 \text{ daN / ml}$$

Sachant que le moment se trouve dans la travée (5-6) & lors la flèche max s'y trouve aussi

Appuis intermédiaire :

$$M_{1j} = M_{1g} = -\frac{q'_{ej} \times l_e'^3 + q'_{wj} \times l_w'^3}{8,5} = -\frac{254 \times (0,8 \times 3,80)^3 + 254 \times (0,8 \times 4,50)^3}{8,5 \times 0,8(l_e + l_w)} = -336,40 \text{ daN.m}$$

$$M_{1p} = -\frac{q'_{ej} \times l_e'^3 + q'_{wj} \times l_w'^3}{8,5} = -\frac{314 \times (0,8 \times 3,80)^3 + 314 \times (0,8 \times 4,50)^3}{8,5 \times 0,8(l_e + l_w)} = -415,87 \text{ daN.m}$$

Appuis de rive :

$$M_{2j} = M_{2g} = -\frac{q'_{ej} \times l_e'^3 + q'_{wj} \times l_w'^3}{8,5} = -\frac{254 \times (0,8 \times 0,00)^3 + 254 \times (0,8 \times 5,25)^3}{8,5 \times 0,8(0 + l_w)} = -387,28 \text{ daN.m}$$

$$M_{1p} = -\frac{q'_{ej} \cdot l_e'^3 + q'_{wj} \cdot l_w'^3}{8,5} = -\frac{314 \times (0,8 \times 0,00)^3 + 314 \times (0,8 \times 4,50)^3}{8,5 \times 0,8(0_e + l_w)} = -478,76 \text{ daN.m}$$

Calcul d'abscisse de  $M_t$  maximum :

$$X_0 = \frac{M_{t-1} - M_i}{L_i \times q} + \frac{L_i}{2}$$

$$X_j = \frac{M_{1j} - M_{2j}}{L_1 \times j} + \frac{L_1}{2} = \frac{-336,40 + 387,28}{4,50 \times 381} + \frac{4,50}{2} = 2,28 \text{ m}$$

$$X_p = \frac{M_{1p} - M_{2p}}{L_1 \times p} + \frac{L_1}{2} = \frac{-415,87 + 478,76}{4,50 \times 441} + \frac{4,50}{2} = 2,28 \text{ m}$$

Calcul des moments fléchissant en travées :

$$M_{tg} = \left( \frac{381 \times 4,50}{2} \times 2,28 - 381 \times \frac{(2,28)^2}{2} \right) + \left( \frac{387,28 - 336,40}{4,50} \right) \times 2,28 - 387,28$$

$$M_{tg} = M_{tj} = 602,734 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp} = \left( \frac{441 \times 4,50}{2} \times 2,28 - 441 \times \frac{(2,28)^2}{2} \right) + \left( \frac{478,76 - 415,87}{4,50} \right) \times 2,28 - 478,76$$

$$M_{tp} = 669,19 \text{ daN.m}$$

Modules de déformation longitudinaux :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

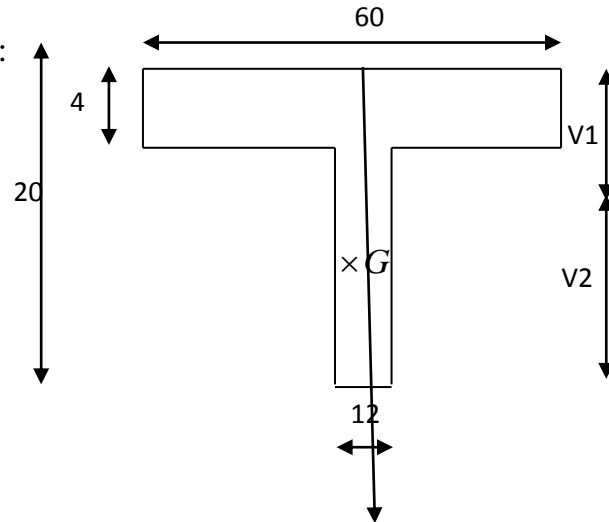
$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

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

- Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$



**Figure III.11:** centre du gravite du plancher

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 3,39 \times 18}{4 \times 60 + 12 \times 16 + 15 \times 3,39} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,66 = 12,33 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7,66^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7,66 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12,33^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 7,66)^2$$

$$I_0 = 21139,37 \text{ cm}^4.$$

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

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3,39}{12,18} = 1,569 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,836$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6072,34}{3,39 \times 0,836 \times 18} = 119,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6691,9}{3,39 \times 0,836 \times 18} = 131,18 \text{MPa}$$

Calcul du :  $\mu_j$  ;  $\mu_g$  ;  $\mu_p$  :

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

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 119,03 \times 1,8} = 0,99$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 131,18 + 2,1} = 0,99$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ):**

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01569} = 2,57$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,01569} = 1,02$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 21139,37}{1 + 1,02 \times 0,49} = 15504,27 \text{cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 21139,39}{1 + 2,57 \times 0,99} = 6560,76 \text{cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 21139,39}{1 + 2,57 \times 0,99} = 6560,76 \text{cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10 E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6027,34 \times 420^2}{10 \times 10818,87 \times 15504,27} = 0,63 \text{cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10 E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6691,9 \times 420^2}{10 \times 32164,20 \times 6560,76} = 0,50 \text{cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times L^2}{10 E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6691,9 \times 420^2}{10 \times 32164,20 \times 6560,76} = 0,50 \text{cm}$$



➤ **La fleche totale :**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,63 - 0,50) + (0,50 - 0,50) = 0,13 \text{ cm}$$

➤ **La flèche admissible :**

$$L = 420 > 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{\text{max}} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\text{max}} > \Delta f \text{ Donc la flèche est vérifiée}$$

**III.4.1- 2<sup>ème</sup> Types des poutrelles étage de service :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 486 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 250 \text{ daN/m}^2 \\ q_u = 618,66 \text{ daN/m}^2 \\ q_s = 441,6 \text{ daN/m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} q_u' = (1,35 \times (\frac{2}{3} \cdot 486) + 1,5 \times 250) \cdot 0,6 = 487,44 \text{ daN/ml} \\ q_s' = ((\frac{2}{3} \cdot 486) + 250) \cdot 0,6 = 344,4 \text{ daN/ml} \end{array}$$

➤ **Combinaisons fondamentales :**

• **Etat limite ultime :**

$$q_u = (1,35 G + 1,5Q) \times 0,6 = (1,35 \times 486 + 1,5 \times 250) \times 0,6 = 618,66 \text{ daN /ml.}$$

$$q_u' = (1,35 \times \frac{2}{3} G + 1,5Q) \times 0,6 = (1,35 \times \frac{2}{3} \times 486 + 1,5 \times 250) \times 0,6 = 487,44 \text{ daN /ml.}$$

• **Etat limite de service :**

$$q_{\text{ser}} = (G + P) \times 0,6 = (486 + 250) \times 0,6 = 441,6 \text{ daN /ml.}$$

$$q_{\text{ser}}' = (\frac{2}{3} G + P) \times 0,6 = (\frac{2}{3} \times 486 + 250) \times 0,6 = 344,4 \text{ daN /ml.}$$

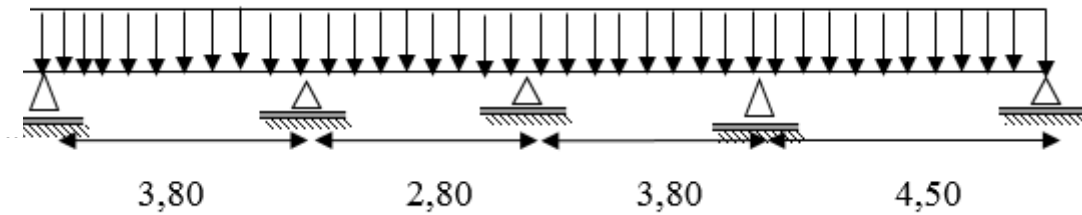
➤ **Types des poutrelles de étage service :**

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont les suivants :

➤ **Type 1 :**

$$q_u = 618,66 \text{ daN/m}^2$$

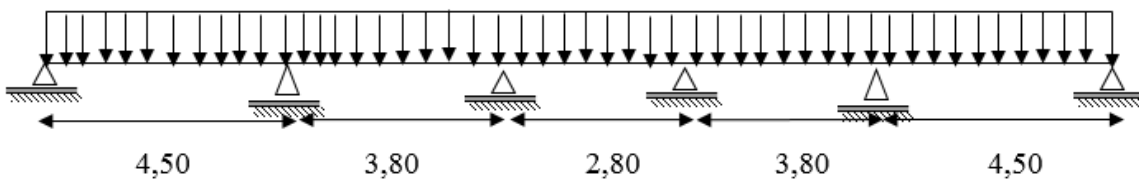
$$q_{ser} = 441,6 \text{ daN/m}$$



➤ **Type 2 :**

$$q_u = 618,66 \text{ daN/m}$$

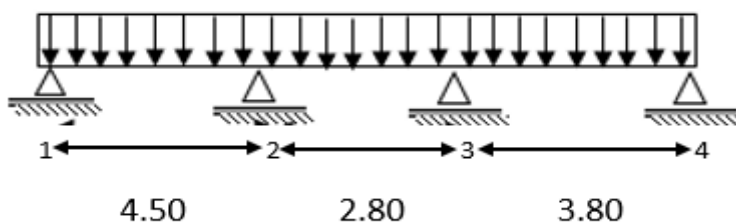
$$q_s = 441,6 \text{ daN/m}$$



➤ **Type 3 :**

$$q_u = 618,66 \text{ daN/m}$$

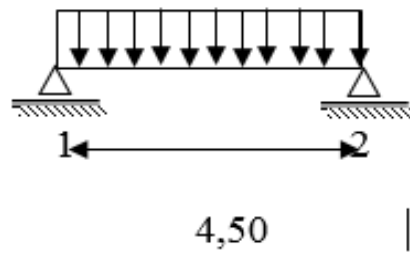
$$q_s = 441,6 \text{ daN/m}$$



➤ **Type 4 :**

$$q_u = 618,66 \text{ daN/m}$$

$$q_s = 441,6 \text{ daN/m}$$



➤ **Type**

**01**

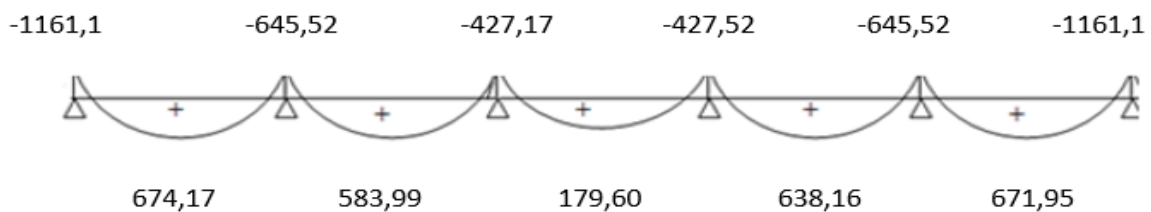
**: Tableau III.9:** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type

1\_planche étage service

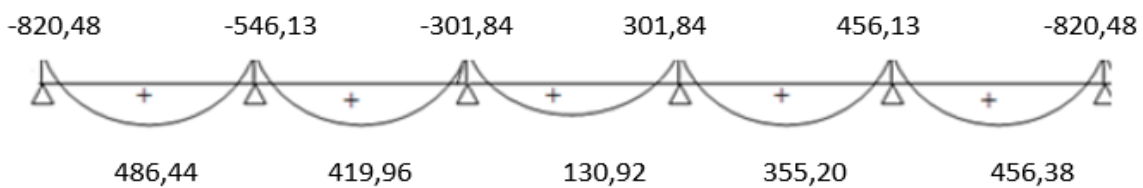
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscisse $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-1161,1	-820,48	1-2	2,48	2,48	674,17	486,44	/	1108,19
2	-645,52	-456,13	2-3	2,00	2,00	583,99	419,96	-879,01	619,31
3	-427,17	-301,84	3-4	1,40	1,40	179,60	130,92	-781,65	617,17
4	-427,17	-301,84	4-5	1,72	1,72	638,16	335,20	-617,17	868,59
5	-645,52	-456,13						-617,17	982,06
6	-1161,1	-820,48	5-6	2,00	2,00	671,95	456,38	-1211,23	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

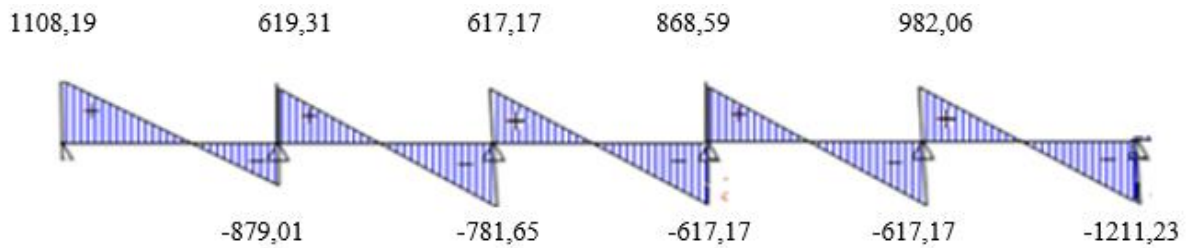
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant : T en [daN]**



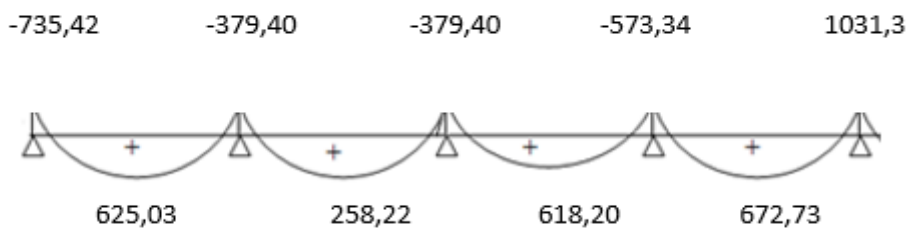
➤ **Type 2**

:**Tableau III.10**:les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type 2 \_service

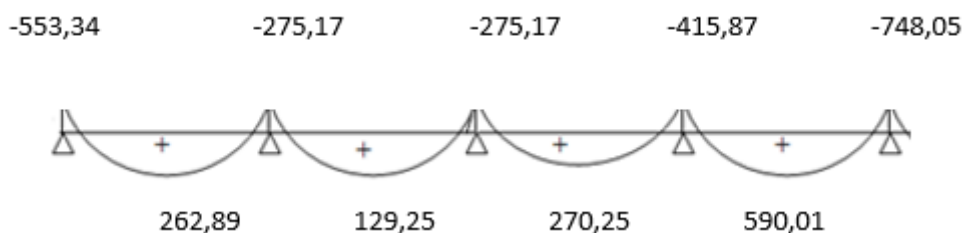
A ppuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscise $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-735,42	-533,43	1-2	2,12	2,12	625,03	262,89	/	916,20
2	-379,40	-275,17	2-3	1,40	1,40	258,22	129,25	-728,82	606,06
3	-379,40	-275,17	3-4	1,78	1,78	618,20	270,25	-606,6	744,16
4	-573,34	-415,87						-900,86	859,49
5	-1031,3	-748,05	4-3	2,00	2,00	672,73	590,01	-1088,55	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

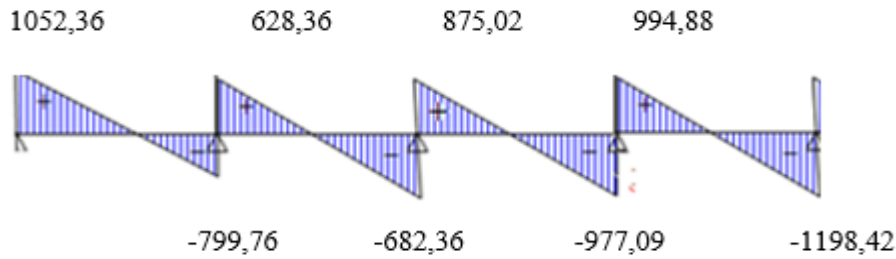
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant : M en [daN.m]**



**Type3 :**

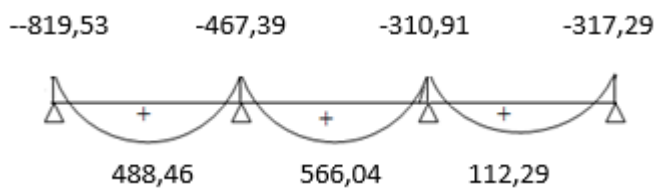
**Tableau III.11 :** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type3\_plancher

Etage service

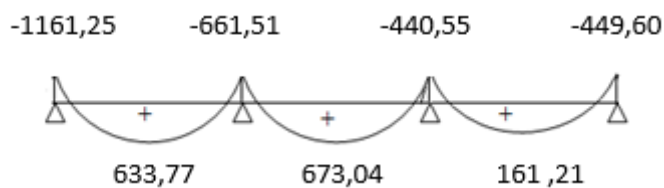
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscice $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-1161,2	-819,52	1-2	2,48	2,48	633,77	488,46	/	1207,79
2	-449,60	-466,85	2-3	2,00	2,00	673,033	566,04	-985,69	984,29
3	440,55	-310,91						-867,97	679,20
4	449,60	-317,29	3-4	1,40	1,40	161,21	112,29	-685,63	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

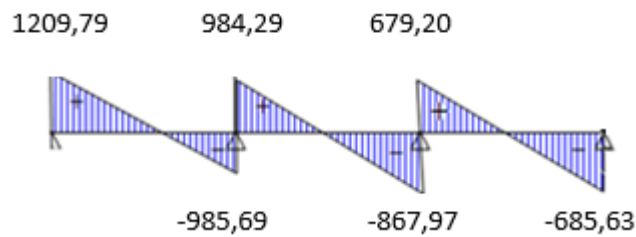
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m]**



**Diagramme de l'effort tranchant : Ten [daN]**



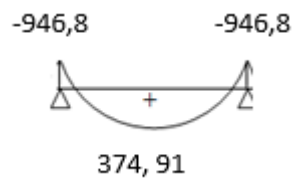
**Type4 :**

**Tableau III.12 :** Les résultats des moments fléchissant en appuis et travée \_ type4\_plancher Etage servic

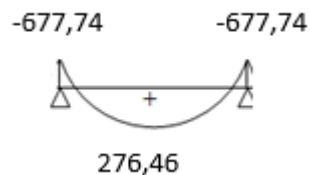
Appuis	Moments en appuis [daN.m]		travée	$X_0$ l'abscice $M_t$ en [m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchants [daN]	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	Gauche	Droite
1	-946,8	-677,74	1-2	2,50	2,50	374,91	276,46	/	894,15
2	-946,8	-677,74						-974,15	/

**Diagrammes des moments fléchissant :**

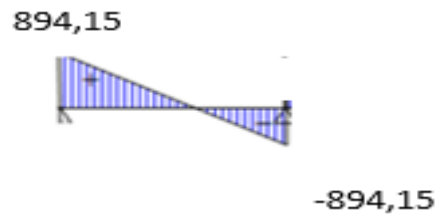
**ELU :M en [daN.m]**



**ELS :M en [daN.m] :**



**Diagramme de l'effort tranchant : M en [daN.m]**

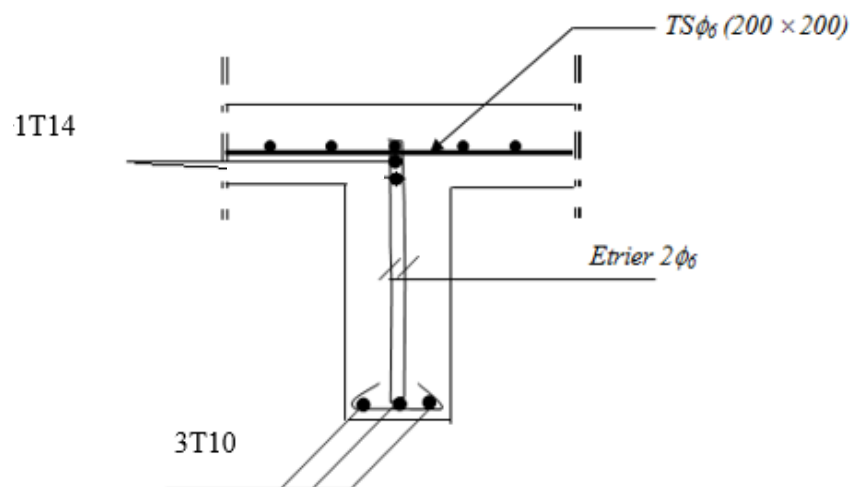


### III. 4.2)-Détermination des armatures: potrelle type 3 étage de service :

Les résultats de ferrailage d'étage service sont présentés dans la figure suivante :

**Tableau III.13:** Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3 T10	2 $\phi 6$
En Appui	1T14	2 $\phi 6$



**Figure III.12:** Coupe transversale au niveau de la poutrelle plancher étage de service

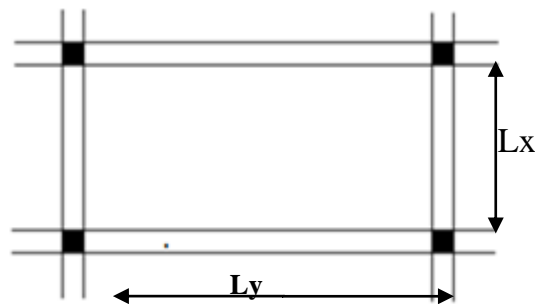
**III.5- plancher à dalle pleine :**

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

**III.5.1-Méthode de calcul :**

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

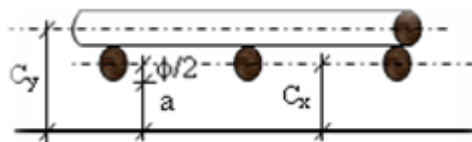
- Pour  $\rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions.



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

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre.II**)  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion simple

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



$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } : h_d = 16\text{cm} \quad \text{Figure III.14 Enrobage}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

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



- **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible

$$a = 1 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_Y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_Y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{array} \right.$$

**Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm} \quad ; d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

### III.5.3- Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

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

$$G = 606\text{daN/m}^2, \quad Q = 250 \text{ daN/m}^2 ;$$

**a. Combinaison fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

$$q_u = 1,35 \times 606 + 1,5 \times 250 = 1193,1\text{daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 1193,1\text{daN/mL}$$

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

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

$$q_{\text{ser}} = 606 + 250 = 856 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times 1,00 = 856 \text{ daN/mL}$$

**Calcul des sollicitations :**

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

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 \text{ Suivant la direction } L_x ;$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \text{ Suivant la direction } L_y$$

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

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

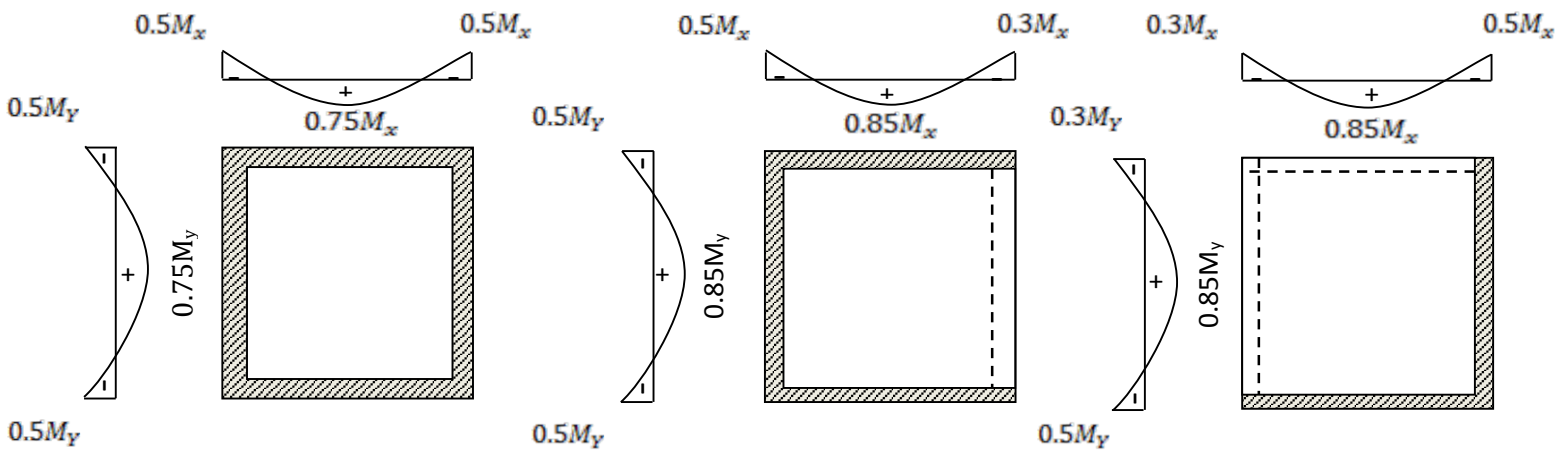
Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$

• Coefficient de poisson :

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

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

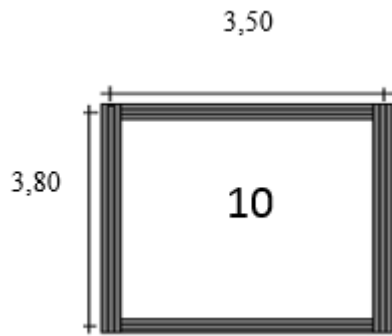
Mode d'encastrement :



**Figure III.15 :** Schémas représentatif des différents types de panneaux

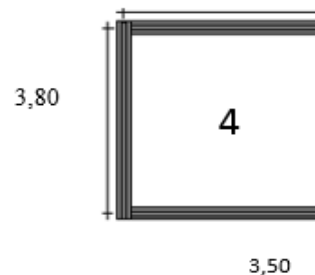
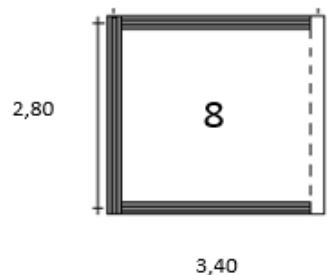
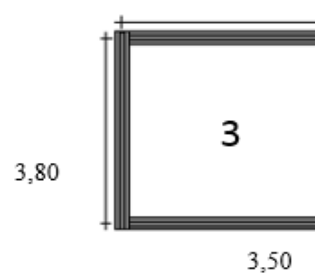
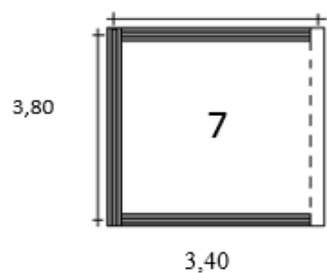
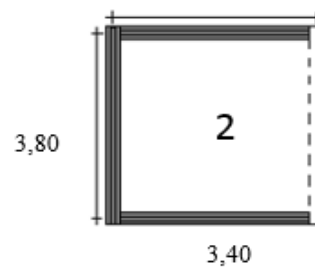
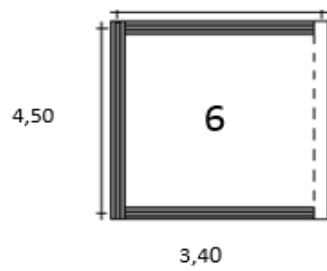
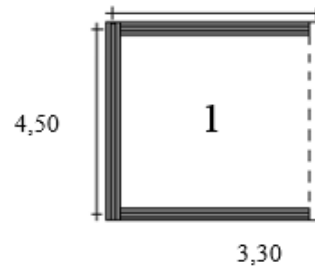
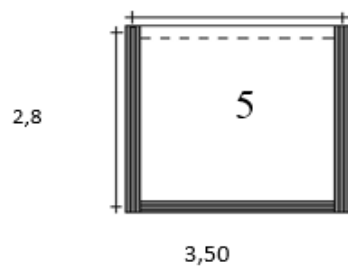
**Type1 :**

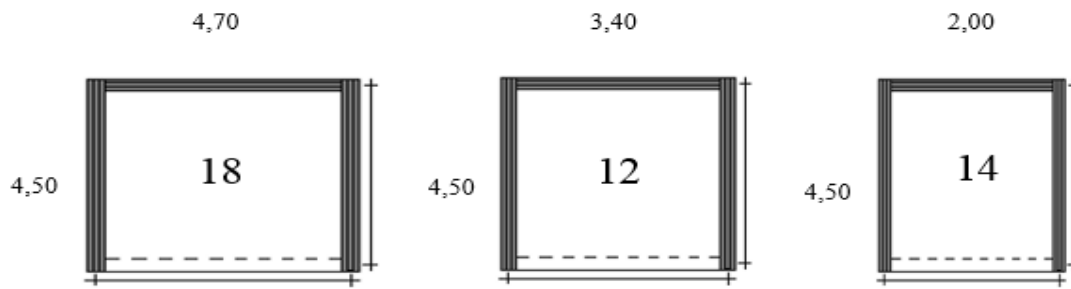
Panneaux continus au-delà de leurs appuis



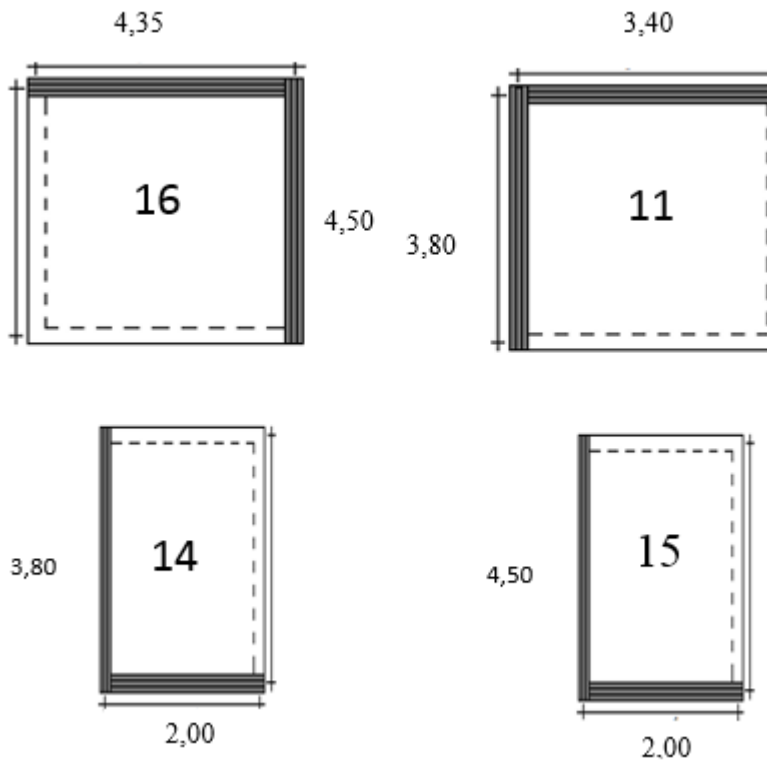
• **Type 2 :**

Panneaux de rives dont deux appuis assurent un encastrement partiel





➤ **Type 3 :**



➤ **Calcul des moments fléchissant :**

**Tableau III.14 :** Les résultats des moments fléchissant des trois types sont récapitulatifs dans les tableaux suivants :

Panneaux	Lx	Ly	$\xi = \frac{Lx}{Ly}$	ELU $v=0$										ELS $v=0,2$					
				$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [daN.m]	Max [daN.m]	Mtx [daN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mry [KN.m]	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx [KN.m]	Max [KN.m]	Mtx [KN.m]	My [KN.m]	May [KN.m]	Mry [KN.m]
1	3,30	4,50	0,73	0,0646	0,4780	839,34	251,80	713,44	401,20	200,6	341,02	0,0708	0,6188	659,66	197,98	560,99	408,40	347,14	347,19
2	3,40	3,80	0,89	0,0466	0,7635	642,72	192,82	546,31	490,72	245,36	417,11	0,0537	0,8358	531,35	159,41	451,67	444,48	222,24	377,88
3	3,40	3,80	0,89	0,0466	0,7635	642,72	192,82	546,31	490,72	245,36	417,11	0,0537	0,8358	531,35	159,41	451,67	444,48	222,24	377,88
4	3,50	3,80	0,92	0,0437	0,8251	672,31	201,70	571,46	554,72	277,36	471,51	0,0509	0,8799	458,24	137,47	229,12	378,09	189,45	321,38
5	3,50	3,80	0,92	0,0437	0,8251	672,31	201,70	571,46	554,72	277,36	471,51	0,0509	0,8799	458,24	137,47	229,12	378,09	189,45	321,38
6	3,40	4,50	0,75	0,0621	0,5105	856,43	256,92	727,97	441,06	220,53	255,06	0,0685	0,6447	677,83	203,35	576,16	437	218,5	371,45
7	3,40	3,80	0,89	0,0466	0,7635	642,72	192,82	546,31	490,72	245,36	417,11	0,0537	0,8358	531,35	159,41	451,67	444,48	222,24	377,88
8	4,35	4,50	0,76	0,0608	0,5274	1372,65	411,79	1166,75	723,93	361,97	615,34	0,0672	0,6580	1088,48	326,54	925,51	716,22	358,11	608,79
9	3,40	3,80	0,89	0,0466	0,7635	0,0466	0,7635	642,72	192,82	546,31	490,72	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358	531,35	159,41	451,67	444,48
10	2,00	3,80	0,52	0,0937	0,2500	447,17	134,15	380,09	111,79	55,89	95,02	0,0936	0,4150	320,49	96,147	272,42	133,00	66,5	113,05
11	2,00	4,50	0,44	0,1049	0,2500	500,62	150,19	425,527	125,16	37,5	106,38	0,1075	0,3155	368,08	110,42	312,87	116,13	58,06	98,71
12	3,50	3,80	0,92	0,0437	0,825	638,70	319,35	400,30	469,63	234,81	352,22	0,0509	0,8799	533,74	266,87	400,30	469,63	234,81	352,22

type1

type 2

type

➤ Calcul des moments fléchissant :

**Tableau III.15:** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

/	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
$M_t$ (daN.m)	1166,75	670	921,25	608,79
$M_a$ (daN.m)	441,49	361,97	326,54	358,11

**III.5.4 .Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

D'après le tableau, on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du RDC (plancher bas) ;

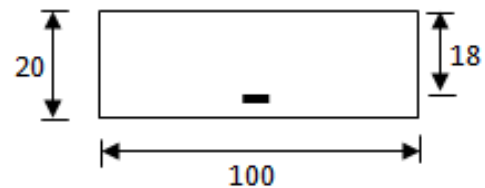
➤ **Sens X-X :**

➤ **En travées :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{tx}^u = 1166,75 \text{ daN.m}$$

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



$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{11667,5}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,025$$

**Figure III.16:** Section de calcul en travée xx

$$\mu = 0,025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

- **Determination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{11667,5}{348 \times 0,987 \times 18} = 1,89 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

• **Espacement maximal des armatures :**

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

• Choix des armatures :

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

$$(5T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 921,25 \text{ daN}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1165,75}{921,25} = 1,26$$

$$\frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,324 > \alpha = 0,038$$

• **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} - \overline{\sigma}_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ - \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U Maintenues}$$

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

**En appuis :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{ax}^u = 441,49 \text{ daN.m}$$

a) **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4414,9}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,010$$

$$\mu = < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4414,9}{348 \times 0,994 \times 18} = 0,70 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_r = \max(A_r; A_{\min}) \Rightarrow A_r = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

**Choix des armatures :**

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

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

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax}^{ser} = 326,54 \text{ daN.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{441,49}{326,54} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 > \alpha = 0,013$$

• **Conclusion :**

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

Maintenue



**Donc :** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

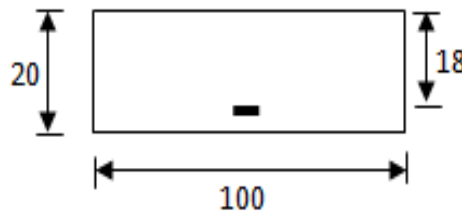
➤ **Sens Y-Y :**

a) **En travées :**

➤ **E.L.U:**

$$M_{ty}^u = 670 \text{ daN.m}$$

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



**Figure III.17 :** Section de calcul en appuis xx

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6700}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{6700}{348 \times 0,98 \times 18} = 1,18 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,44 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3.93\text{cm}^2/m_L.$$

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

➤ **E.L.S :**

$$M_{ty}^{ser} = 608,79\text{daN}$$

- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A
  - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{670}{608,79} = 1,10$$

$$\frac{1,10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,30 > \alpha = 0,026$$

• **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
  - Fissuration peu nuisible maintenues.
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront}$$

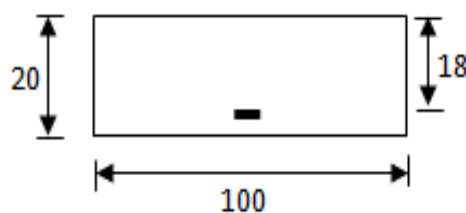
(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

**b) En appuis :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{ay}^u = 361,97\text{daN.m}$$

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



**Figure III.18 :**Section de calcul en appui y-y

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3619,7}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,0080$$

$$\mu = 0,0080 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,95$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{3619,97}{348 \times 0,995 \times 18} = 0,63 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$$

- $A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,6 \text{ cm}^2 / m_L$

- **Choix des armatures :**

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

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

**-E.L.S**

$$M_{ay}^{ser} = 358,11 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans  $A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{393,5}{358,11} = 1,10$$

$$\frac{1,10 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,300 > \alpha = 0,085$$

**Conclusion:**

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

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  les armatures calculées à E.L.U seront.  
 Maintenu

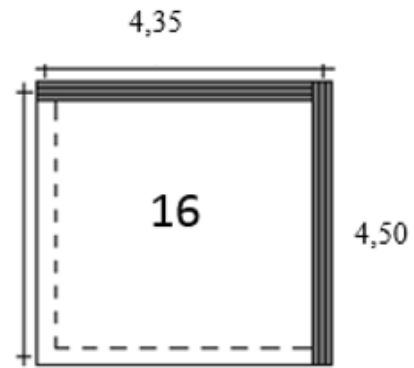
**Donc:** Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ )

**III.5.5. Vérification des contraintes de cisaillement :**

- $T_{u \max}$  :

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

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

**Figure III.19:** Le panneau le plus sollicité

$$T_x^u = \frac{1193,1 \times 4,35}{2} \times \frac{4,50^4}{4,50^4 + 4,35^4} = 2567,75 \text{ daN/m}_L$$

$$T_y^u = \frac{1193,1 \times 4,50}{2} \times \frac{4,35^4}{4,50^4 + 4,35^4} = 1194,37 \text{ daN/m}_L$$

$$T_u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_u = 2567,75 \text{ daN/m}_L$$

- Calcul  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{2567,75 \times 10}{(100 \times 18) \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{ne sont pas nécessaires} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**III.6-vérification de la flèche :**

- Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{20 M_x^{\text{ser}}}$$

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

**Vérification si la flèche est nécessaire:**

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow 0,036 < 0,0425 \Rightarrow C.N.V$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0017 < 0,005 \Rightarrow C.V$$

**Conclusion :** la 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de flèche :**

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

**Calcul des charges :**

**g :** charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = 635 \times 1 = 635 \text{ daN/m.}$$

**j :** charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = 635 \times 1 = 635 \text{ daN/m. (Car l'exemple de calcul est le plancher terrasse)}$$

**P :** charge totale (P = G+Q) ;

$$P = (635+100) \times 1 = 735 \text{ daN/m.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissants :**

$$M_{tg}^{ser} = 0,85 \times M_{0g}^{ser} = 0,85 \times \mu_x^u \times g \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0672 \times 635 \times 4,05^2 = 594,94 \text{ daN.m} = M_{ij}^{ser}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,85 \times \mu_x^s \times P \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0608 \times 735 \times 4,05^2 = 623,05 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de deformation longitudinaux :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

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

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

**I<sub>0</sub> :** Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son

centre de gravité (g g').

➤ **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 20 \times 10) + (19 \times 3,14 \times 18)}{100 \times 20 + 19 \times 3,14} = 10,23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,23 = 9,77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{(b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 10,23^3}{3} + \frac{(100) \times (10,77)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (9,77 - 2)^2$$

$$I_0 = 47973,44 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_l^{ser}}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3,14}{12 \times 18} = 1,45 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,841$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5949,4}{3,14 \times 0,841 \times 18} = 125,16 \text{ MPa} = \sigma_s^j$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{131,07}{3,14 \times 0,841 \times 18} = 131,07 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul du  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1,45 \times 108,5 + 2,1} = 0,995 = \mu_g$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1,45 \times 113,32 + 2,1} = 0,994$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ):**

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

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,00841} = 2,50$$

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

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 47973,44}{1 + 1 \times 0,995} = 26451,52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_g \times \mu} = \frac{1,1 \times 47973,44}{1 + 2,25 \times 0,994} = 16304,89 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des fleches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5949,4 \times 405^2}{10 \times 10818,87 \times 26451,52} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times L^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5949,4 \times 405^2}{10 \times 32164,20 \times 16304,52} = 0,18 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{632,05 \times 405^2}{10 \times 32164,20 \times 16304,52} = 0,19 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,34 - 0,18) + (0,19 - 0,18) = 0,17 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{t \max} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0,85$$

➤ **La flèche admissible :**

$$L = 405 \text{ m} \leq 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t \max} > \Delta f_t$$

**Donc** la flèche est vérifiée.

Les armatures le sens X-X et Y-Y

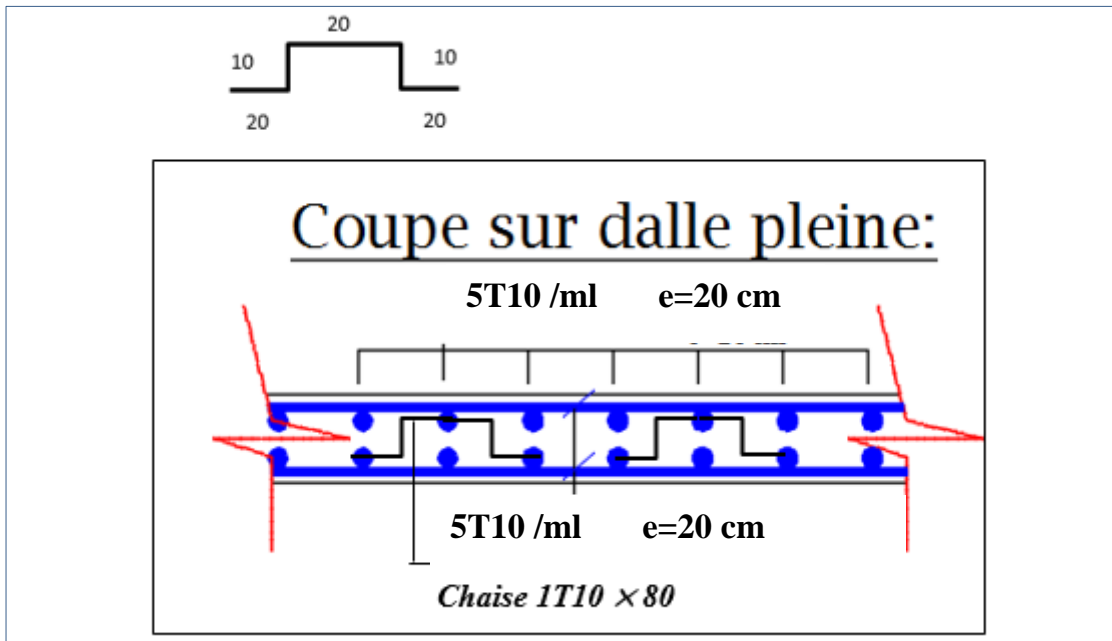


Figure III.20 : Disposition des armatures de la dalle



# Chapitre : IV



## Etude des éléments secondaires

{ escaliers , acrotéer }

## 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.

Dans notre projet, on a un escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires,

#### IV 1.2- Escalier type 1 :

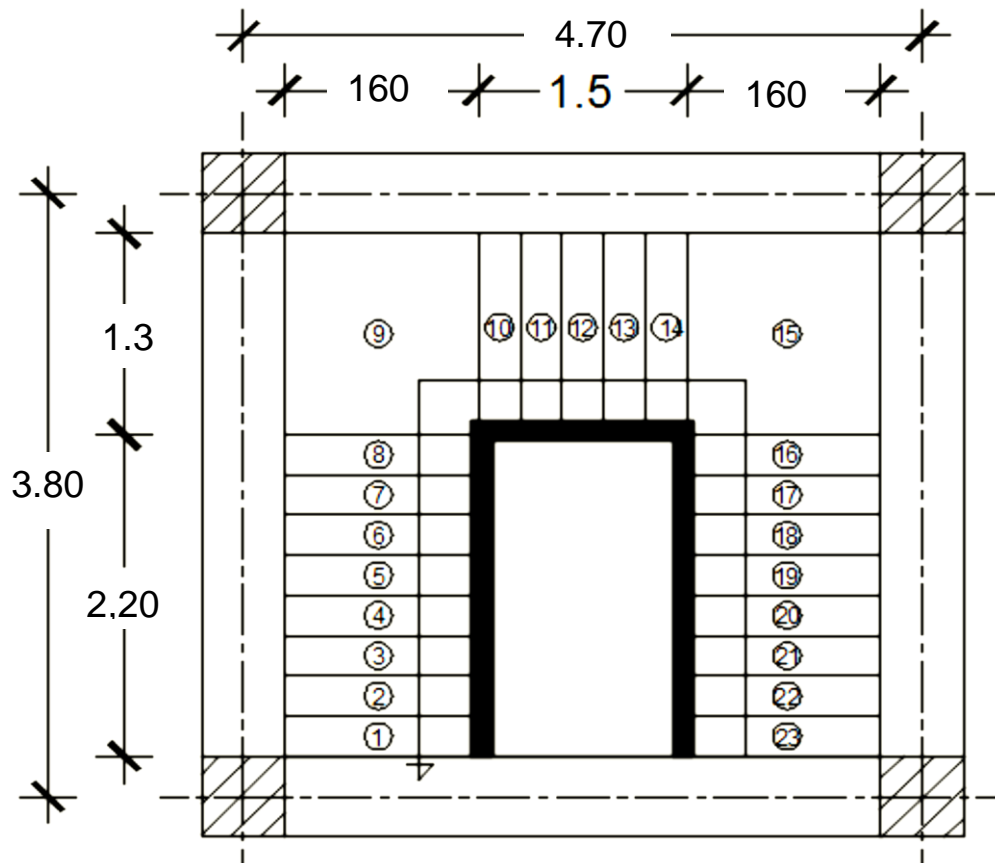


Fig. IV.1.1 : Vue en plan de la cage d'escalier type1.

**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 :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

**• Contre marches :**

Nc: nombre des contre marches

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ Contre marche}$$

n = N-1 : nombre des marche par volées

$$\text{On aura 24 contre marche} \begin{cases} 9 \text{ Contre marche pour La 1ere volées} \Rightarrow n=8 \\ 6 \text{ Contre marche pour La 2}^{\text{ème}} \text{ volées} \Rightarrow n=5 \\ 9 \text{ Contre marche pour La 3}^{\text{ème}} \text{ volées} \Rightarrow n=8 \end{cases}$$

**• L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } a = \frac{h}{H} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow a = 29,54^\circ$$

**• La longueur de la paillasse :**

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin a}$$

$$L' = \frac{0,17 \times 8}{\sin 29,54} = \frac{1,36}{\sin 29,54} \Rightarrow L = 2,76 \text{ m}$$

$$L = L' + L_{\text{palier}} = 2,76 + 130 = 4,06 \text{ m}$$

**• Epaisseur de la paillasse :** (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{406}{30} < e < \frac{406}{20} \Rightarrow 13,53 < e < 20,3$$

On prend : **ep1 = 15 cm**

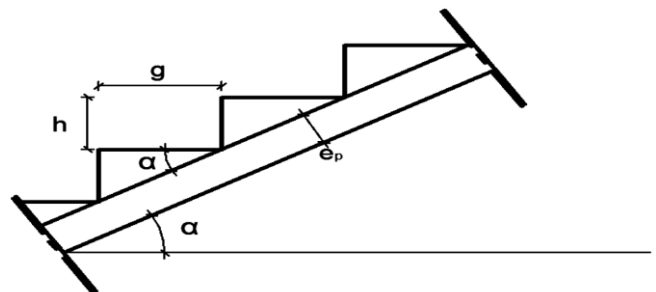


Fig. IV. 1. 2: coupe sur paillasse

➤ Volée (2) :

- Escalier à marche porteuse :  $ep_2 = 6\text{cm}$ .

**Conclusion :**

On a deux types de schéma statique :

- **1er type :** Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.
- **2ème type :** Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré 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 :**

b) 1- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) .....	1,04 KN/m <sup>2</sup>
c) 2- Revêtement vertical ( $1,04 \times \frac{h}{g}$ ) .....	1,87 KN/m <sup>2</sup>
Poids propre des marches ( $22 \times \frac{h}{g}$ ) .....	1,87 KN/m <sup>2</sup>
d) 4- Poids propre de la paillasse ( $25 \times \frac{ep_1}{\cos\alpha}$ ) .....	4,30 KN/m <sup>2</sup>
e) 5- Enduit au ciment ( $0,18 \times \frac{0,14}{\cos\alpha}$ ) .....	0,29 KN/m <sup>2</sup>
	<b><u>G = 8,12 KN/m<sup>2</sup></u></b>

**b) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau  $\Rightarrow Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

**c) Combinaisons fondamentales :**➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Q^1_u = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 7,42 + 1,5 \times 2,5 = 14,72 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{1\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 7,42 + 2,5 = 9,92 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_{1^u}} = q_{1^u} \times 1,00 = 14,72 \times 1,00 = 14,72 \text{ KN/ml.}$$

$$\overline{q_{1^{\text{ser}}}} = q_{1^{\text{ser}}} \times 1,00 = 9,92 \times 1,00 = 9,92 \text{ KN/ml.}$$

**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 ep1 )..... 3,75 KN/m<sup>2</sup>.
  - 3- Poids propre des marches (0.18 KN/m<sup>2</sup>/cm x1.4 cm) .....0,252KN/m<sup>2</sup>
- G =5,042KN/m<sup>2</sup>**

**b) Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ou bureau ⇒ **Q2 = 2,5 KN/m<sup>2</sup>**.

**c) Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q^u_2 = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 1,35 \times 5,042 + 1,5 \times 2,5 = 10,556 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q^{ser}_2 = G_2 + Q_2 = 5,06 + 2,5 = 7,56 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q2^u} = q2^u \times 1,00 = 14,72 \times 1,00 = 10,556 \text{ KN/ml.}$$

$$\overline{q2^{ser}} = q2^{ser} \times 1,00 = 9,92 \times 1,00 = 7,56 \text{ KN/ml}$$

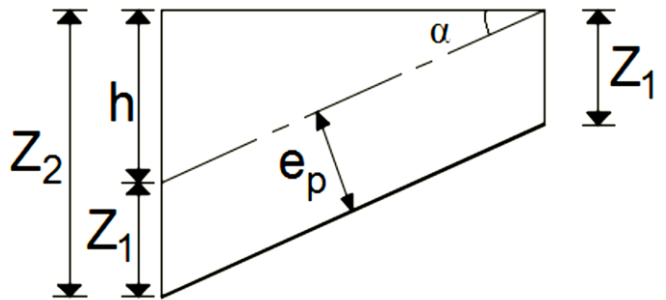
**2<sup>ème</sup> type :** (Escalier à marches porteuses)

**3- Marche porteuse :**

$$h_{moy} = \frac{z_1+z_2}{2} = \frac{2z_1+h}{2}$$

$$z_1 = \frac{ep_2}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29,54^\circ)} = 6,90 \text{ cm.}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6,9 + 17}{2} = 15,54 \text{ cm.}$$



**Fig.IV.1.3:** Schéma de la marche porteuse.

**a) Charges permanentes :**

- 1-Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + (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 (hmoy=15,4cm) (25 x 0,154 x 0,3)..... 1,15KN/m<sup>2</sup>
- 4- Enduit au ciment (0,18 ×  $\frac{1,4}{\cos \alpha^2}$  × g).....0,09KN/m<sup>2</sup>

$$G = 1,73 \text{ KN/m}^2$$

$G = 1,73 \text{ KN/m}^2$ ) b) Surcharge d'exploitation :

- Locaux à usage d'habitation ou bureau  $Q_3 = 2,5 \times 0,3 \Rightarrow Q_3 = 0,75 \text{ KN/mL}$

c) Combinaisons fondamentales :

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

$$\overline{q_3^u} = 1,35G_3^u \times 1,5q_3^u = 1,35 \times 1,73 + 1,5 \times 0,75 = 3,46 \text{ KN/ml.}$$

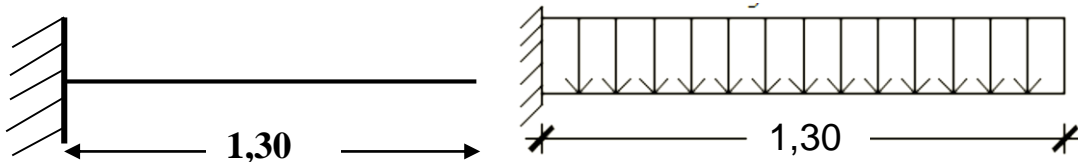
$$\overline{q_3^{\text{ser}}} = G_3 + Q_3 = 1,73 + 0,75 = 2,48 \text{ KN/ml}$$

IV.1.2.3- Calcul du ferrailage :

A. Marches porteuses :

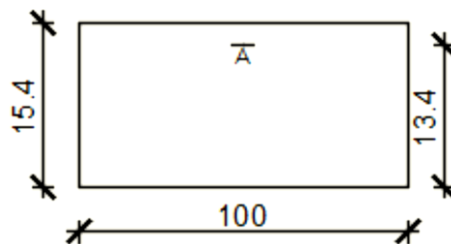
$$q_u^3 = 3,46 \text{ KN/ml}$$

$$q_3^{\text{ser}} = 2,48 \text{ KN/ml}$$



**Fig.IV.1.4** : Schéma statique de la marche porteuse.

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



**Fig.IV.1.5** : Section de calcul.

$$q_3^u = 3,46 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = -\frac{q_3^u \times L^2}{2} = \frac{3,46 \times 1,30^2}{2} = 2,9237 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3460}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,0153$$

$$\mu = 0,0153 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,01927$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

➤ Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3460}{348 \times 0,9220 \times 13,4} = 0,85 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_a = \max(A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures : 2T10  $A_a \longrightarrow = 1,54 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\overline{q3^{ser}} = 2,48 \text{ KN/mL}$$

$$M_{ser} = -\frac{q3^{ser} \times L'^2}{2} = \frac{2,48 \times 1,30^2}{2} = -2,09 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

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

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{3,460}{2,090} = 1,65$$

$$\alpha = 0,019 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,65-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,575 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

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

- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = \overline{q_3^u} \times L' = 3,46 \times 1,30 = 4,49 \text{ KN/}$$

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

**[CBA93/A.5.1.3].**

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

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 13,5 \Rightarrow a = 12,15 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 4490 \text{ KN} \leq 0,267 \times 12,15 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 243303,75 \text{ N}$$

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 :

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

$$A_{\text{inf}} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,5}{400} \left[ 4490 + \frac{3460}{0,9 \times 13,5} \right] \times 10^{-2} = 0,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

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].**

$$\tau_u = \frac{T \max^u}{b \times d} = \frac{4490}{30 \times 13,5 \times 10^2} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \tau_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0,12 \text{ MPa} < \tau_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

**d) Section et écartement des armatures transversales At : [Article BAEL91/4.2.3]**

$$\phi_t = \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1\text{min}} \right)$$

$$\phi_t = \left( \frac{15,30}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 0,44 \text{ cm} = 44 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6 A_t = 0,56 \text{ cm}^2$ .



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 :

$$\delta_{t1} = \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,56 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,12 - 0,3 \times 2,1)} = -6,88 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(12,15 ; 40) = 12,15 \text{ cm} [\text{CBA93/A.5.1.2.2}].$$

$$\delta_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,56 \times 256}{0,4 \times 30} = 10,97 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 10,97 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 10 \text{ cm}$ .

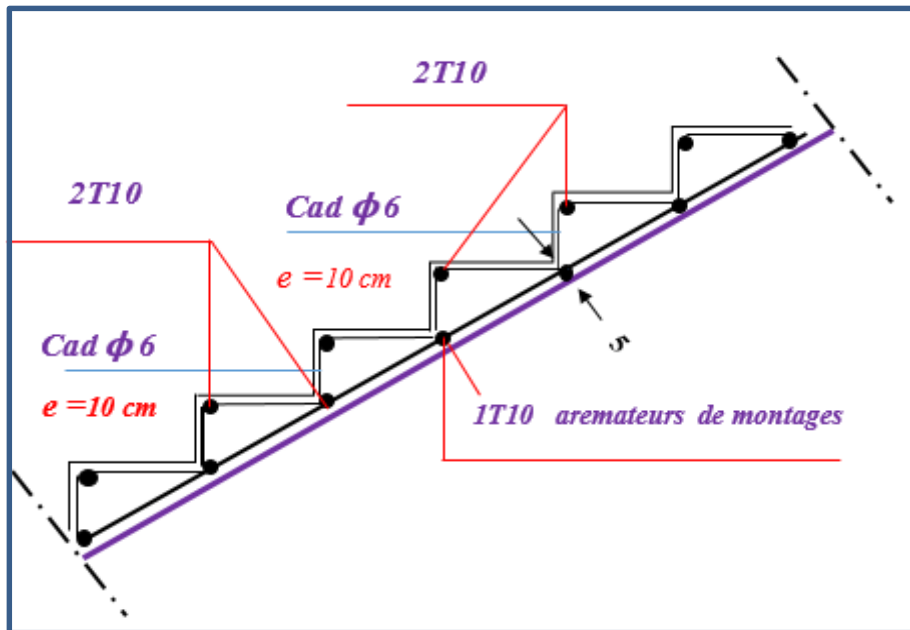
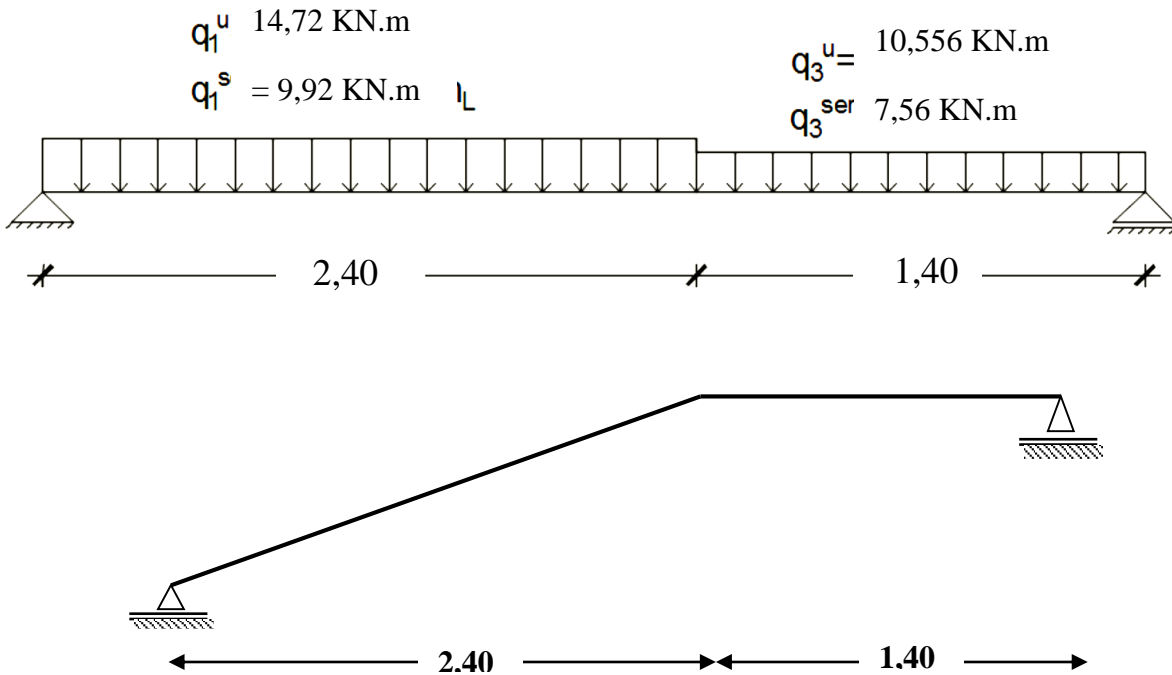


Fig.IV.1.4: Dessin de ferrailage de la marche porteuse

**B. Pallasse porteeuse :**

- Schéma statique :



**Fig.IV.1.5 :** Schéma statique Schéma statique de la paillasse porteeuse

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

- Calcul des réactions :

$$\text{➤ } \Sigma FV = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2,35 + q_2^u \times 1,45$$

$$R_A + R_B = 14,72 \times 2,35 + 9,92 \times 1,45 \Rightarrow R_A + R_B = 48,976 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } \Sigma M_B = 0 \Rightarrow$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2,35 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,40\right) + q_2^u \times 1,30 \times \left(\frac{1,40}{2}\right)}{3,80}$$

$$R_A = \frac{14,72 \times 2,35 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,40\right) + 10,556 \times 1,40 \times \left(\frac{1,40}{2}\right)}{3,80}$$

$$R_A = 26,390 \text{ KN}$$

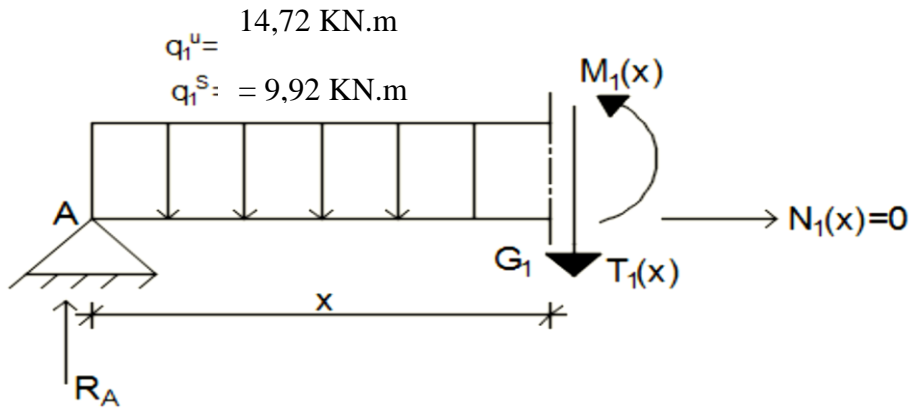
$$\text{➤ } \Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2,35 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + q_2^u \times 1,40 \times \left(\frac{1,40}{2} + 2,40\right)}{3,80}$$

$$R_B = \frac{14,72 \times 2,35 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 10,556 \times 1,30 \times \left(\frac{1,40}{2} + 2,40\right)}{3,80}$$

$$R_B = 22,98 \text{ KN.}$$

**Section 1-1** :  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$



**Fig. IV.1.6:** Schéma statique pour calcul des efforts.

### Equations d'équilibre :

$$\Sigma \mathbf{F}/\mathbf{v} = \mathbf{0} \Rightarrow$$

$$T(x) = R_A - q_1^u \cdot x$$

$$T(x) = 27,426 - 14,72 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 : T(0) = 27,426 \text{ KN} \\ x = 2,40 : T(2,40) = -7,90 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1^u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 27,426 \cdot x - 14,72 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.} \\ M(2,40) = 23,429 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M^u \text{ max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 27,426 - 14,72x_m = 0 \Rightarrow x_m = \frac{27,426}{14,72} = 1,9 \text{ cm}$$

$$M_{\text{max}}^{\text{ser}} = M(1,9) = 27,246 \times (1,90) - 14,72 \times \frac{(1,90)^2}{2} \Rightarrow M_{\text{max}}^u = 26 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0.2M_{max}^u = -5,04 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{max}^u = 0.8M_{max}^u = 20,8 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

- Calcul des réactions :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_A = 19,27 \text{ KN.m}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_B = 16,63 \text{ KN.m}$$

**Section 1-1** :  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

$$T_{(x)} = R_A - q_1^{ser} * x$$

$$T_{(x)} = 19,27 - 9,92 * x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0: T_{(0)} = 19,27 \text{ KN.m} \\ x = 2.40: T_{(2.40)} = -4,54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{(x)} = R_A * x - q_1^{ser} * \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 19,27 * x - 9,92 * \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{(0)} = 0 \text{ KN} \\ M_{(2,40)} = 17,68 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{max}^{SER} \Rightarrow T_{X_M} = 0 \Rightarrow 19,27 - 9,92x_m = 0 = x_m = \frac{19,27}{9,92} = 1,90 \text{ m}$$

$$M_{max}^{ser} = M_{(1,90)} = 19,27 \times (1,90) - 9,92 \times \frac{1,90^2}{2} \Rightarrow M_{max}^{ser} = 18,70 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^{ser} = -0,2 M_a^{ser} = -3,75 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_a^{ser} = 0,8M_{max}^{ser} = 14,96 \text{ KN.m} \quad \text{Calcul du ferrillage :}$$

- A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 20,8 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20800}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A'$$

n'existe pas ;  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

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

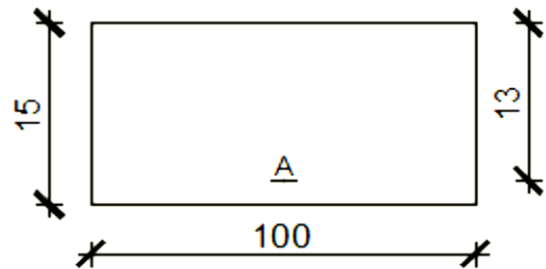


Fig.IV.1.7: Section de calcul de la paillasse en travée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,135$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,946$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20800}{348 \times 0,94 \times 13} = 5,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t128}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 5,30 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Choix des armatures :

$$5T12/\text{mL} \quad A = 5,56 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

(T12 e = 20 cm).

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = 14,96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{20800}{14960} = 1,390$$

$$\alpha = 0,135 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,390-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

• Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa$   
 Fissuration peu nuisible  
 (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

• Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,56}{4} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• Choix des armatures :

$$4T10/\text{mL} \rightarrow A = 3,16\text{cm}^2/\text{mL}$$

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

**B. En appuis :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -5,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

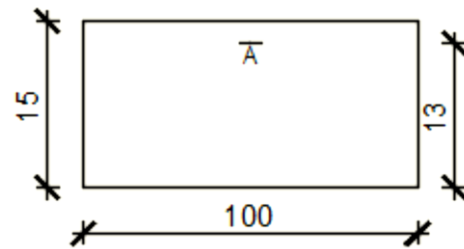


Fig.IV.1.8: section de calcul de paillasse en appuis.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14.2MPa$$

$$\mu = \frac{5040}{15 \times 13,5^2 \times 100} = 0,025 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l.$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14960}{348 \times 0,99 \times 13,5} = 3,62\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1,22 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T12 \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$(T12 \rightarrow e = 20\text{cm}).$$

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

$$M_a^{ser} = -3,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{a \max}^u}{M_{a \max}^{ser}} = \frac{5040}{3750} = 1,344$$

$$\alpha = 0,135 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,344-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,422 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

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

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Choix des armatures :

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

$$(T10 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

### C. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max}^u = 30,86 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d \times 100} = \frac{30860}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,23$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,23 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPA} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage}$$

$\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

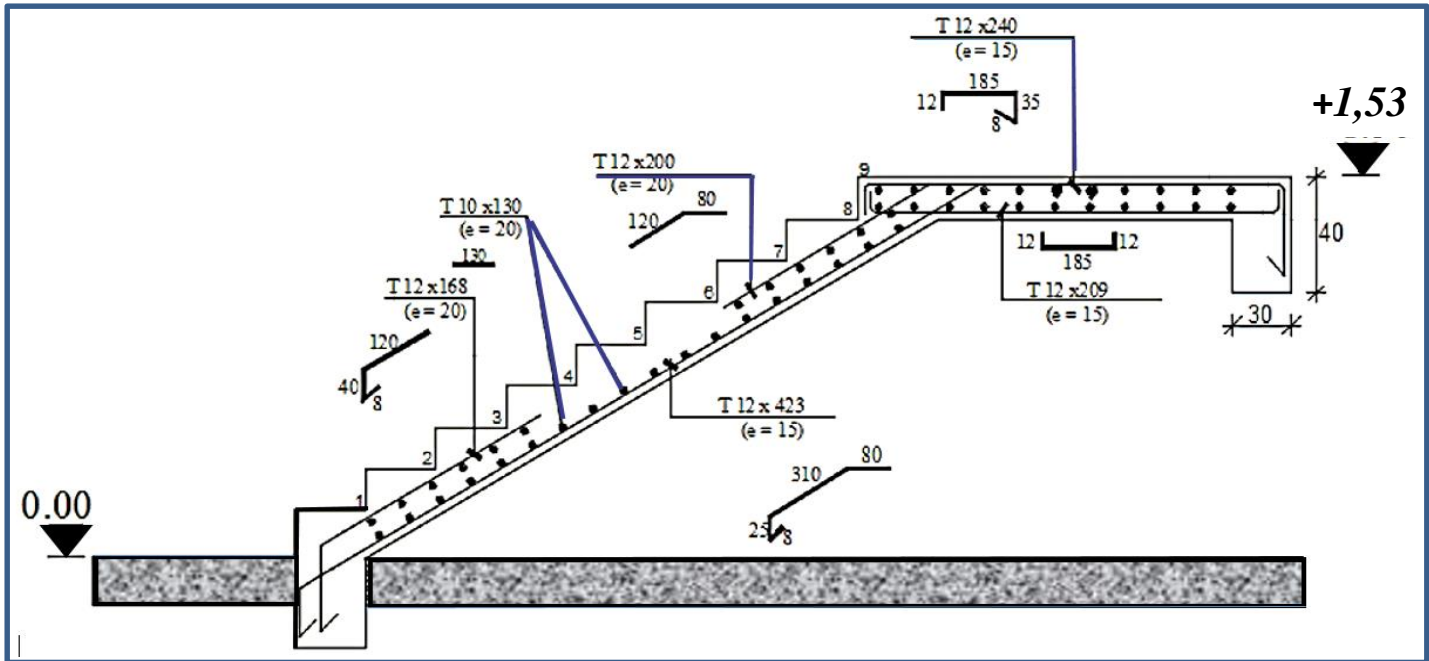


Fig.IV.1.9: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.

**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:

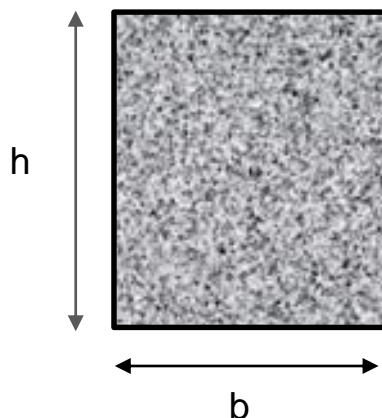


Fig.IV.1.10: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse

- ❖ Critère de flèche :



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

Avec :

**L** : Longueur de la poutre ;

**h** : Hauteur totale de la poutre

**b** : Largeur de la poutre.

• Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

•  $b \geq 20\text{cm}$  ;

•  $h \geq 30\text{cm}$  et

•  $b \geq 20\text{ cm}^2$

•  $h \geq 30\text{ cm}^2$

•  $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$

$$L = (2 * 1,35) + \left(\frac{1,5}{\cos 29,54}\right) = 4,42\text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{442}{15} \leq h \leq \frac{442}{10} = 29\text{cm} \leq h \leq 44,2\text{cm}$$

On prendra :  $h = 40\text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

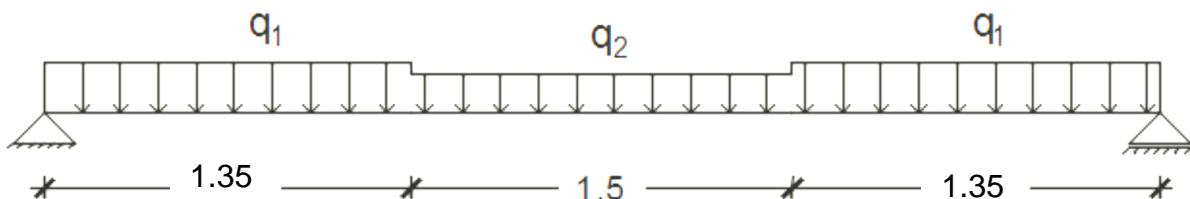
$$0,4 * 40 \leq b \leq 0,8 * 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

$$h = 30\text{ cm}$$

- $30\text{cm} \geq 20\text{ cm}^2$
  - $40\text{cm} \geq 30\text{ cm}^2$
  - $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{30} \quad 1,33 \leq 4$
- }  $\Rightarrow$  Conditions vérifiées.

Donc; la section de la poutre brisée est de dimensions **(30× 40) cm<sup>2</sup>**

**IV.1.3.2- Evaluation des charges :**



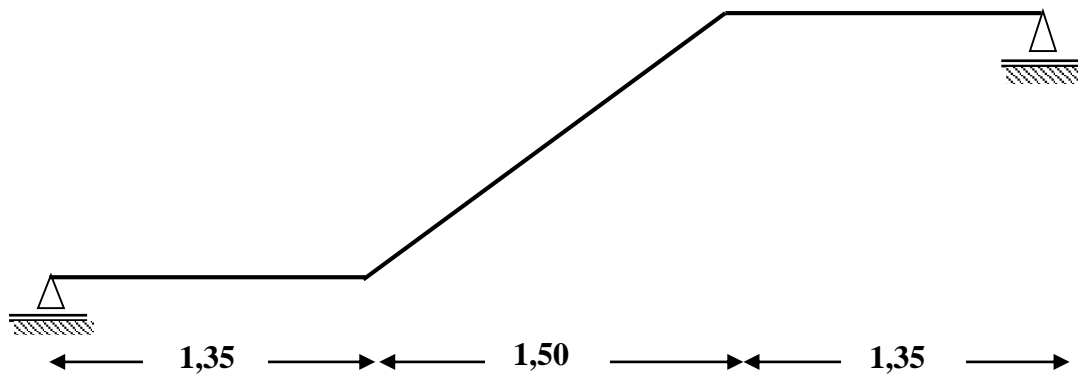


Fig. IV.1.11 : Schéma statique de la poutre brisée.

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 * l_2 + 2 * q_1 * l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g'_m)$$

$g_p$  ;  $g_{mur}$  : Poids propre de la poutre brisée et du mur respectivement ;

$q_1$  : Charge uniformément répartie due aux réactions de la pailleste 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 :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,4 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow g_p = 300 \text{ daN/ml}$$

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow g_{mur} = (130 + 90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 274 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre d'étage : } h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68 \text{ m} \Rightarrow g'_{mur} = 274 \times \frac{3,68}{2} = 504,18 \text{ daN/ml}$$

- Combinaison fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u^1 = R_B^u = 2298 \frac{\text{daN}}{\text{ml}}$$

$$q_u^3 = R_B^u = 2298 \frac{\text{daN}}{\text{ml}}$$

$$q_u^2 = \frac{q_u \times L}{g} \quad (n : \text{nombre des contre marches.})$$

$$q_u^2 = \frac{3,46 \times 1,50}{0,3} = 17,30 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u^{eq} = \frac{1730 \times 1,5 + 2 \times 2298 \times 1,35}{2 \times 1,35 + 1,5} + 1,35(300 + 504,18) = 31,807 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times L^2}{8} = \frac{31,807 \times 4,42^2}{8} = 77,674 \text{ KN/ml}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^u = 0,8 * M_0^u = 62,1392 \text{ KN/ml}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^u = -0,2 * M_0^u = -15,5348 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_s^1 = R_B^s = 16,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_s^3 = R_B^u = 16,63 \text{ KN/ml}$$

$$q_s^2 = \frac{q_s \times L}{g}$$

$$q_s^2 = \frac{2,5 \times 1,5}{0,3} = 12,50 \text{ KN/ml}$$

$$M_s^{eq} = \frac{12,50 \times 1,5 + 2 \times 16,63 \times 1,35}{1,50 + 1,35 * 2} + 1,35 * (3,00 + 4,9731) = 25,9186 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^u \times L^2}{8} = \frac{25,9186 \times 4,42^2}{8} = 63,29 \text{ KN/ml}$$

❖ **En travée :**

$$M_t^{ser} = 0,8 * M_0^u = 50,632 \text{ KN/ml}$$

❖ **En appuis :**

$$M_a^{ser} = -0,2 * M_0^u = -12,658 \text{ KN/ml}$$

Tableau.IV.1.1 : Tableau des moments

	E.L.U (KN.m)	E.L.S(KN.m)
Travée	62,1392	50,632
Appuis	-15,5348	-12,658

#### IV.1.3.3- Calcul du ferrillage :

##### A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 62,1392 \text{ KN/ml}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{62139,2}{14,2 \times 3 \times 36^2} = 0,113$$

$$\mu = 0,013 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

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

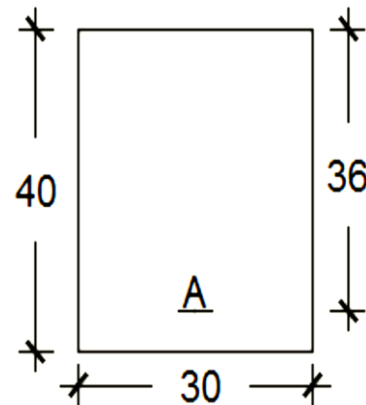


Fig.IV.1.12: Section de calcul de la poutre en travée.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,150$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times dx} = \frac{62139,2}{348 \times 0,94 \times 36} = 5,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 36 \times 30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_{t_a} = 5,26 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures : 6T12  $\longrightarrow$   $A_a = 6,67 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 50632 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{62139,2}{50632} = 1,23$$

$$\alpha = 0,150 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,356 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

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

**B. En Appuis :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -15,5348 \text{ KN/ml}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15534,8}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Leftrightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,036$$

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

➤ Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_t^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15534,8}{348 \times 0,944 \times 36} = 1,31 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité : [RPA]

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min RPA} = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 36 \times 30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 36 \times 30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 1,31 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures : 3 T12  $\longrightarrow$   $A_a = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -12,658 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^{\text{ser}}}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{15534,8}{12685} = 1,22$$

$$\alpha = 0,028 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,360 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$

⇒ Les armatures calculées à E.L.S. seront maintenues.

• **Moment de torsion :**

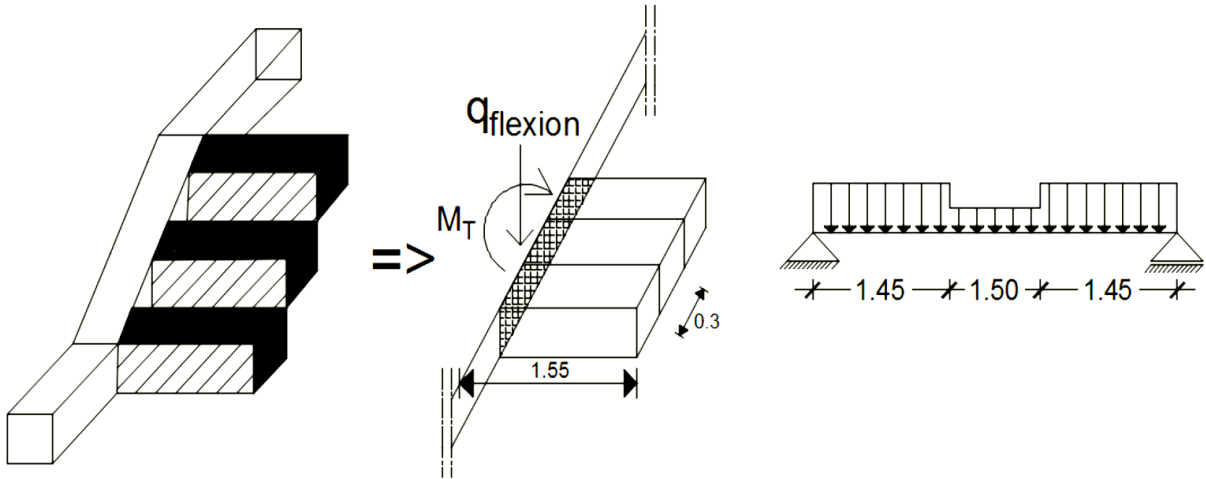


Figure IV.1.13 : schéma des marches porteuses (effet de torsion).

$$M_{t/marche} = \frac{q \times L^2}{2} \text{ pour 5 marches on a : } M_{t/marches} = 5 \times \frac{q \times L^2}{2}$$

❖ **Moment en travée :** moment de torsion dû aux 5 marches

1.40 1.40

$$M_T^u = 5 \times \frac{q_u \times L^2}{2} = 5 \times \frac{1.30^2 \times 3,46}{2} = 14,6185 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment en appuis :** effet du moment de torsion en travée aux appuis

$$M_{TB} = M_{TC} = -\frac{1}{2} M_T^u = -\frac{14,6185}{2} = -7,309 \text{ KN/m}$$

• **Déterminations des armatures :** [CBA91/A5.4.2.2]

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 35 \times 25 = 875 \text{ cm}^2$$

$$U = (35 + 25) \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

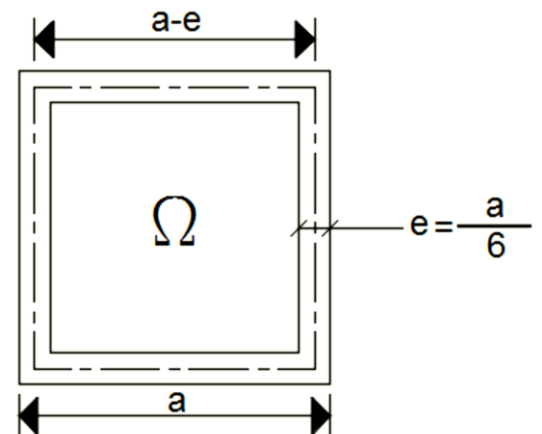


Fig. IV. 1. 14: Section du calcul.

• **Calcul des armatures longitudinales** : [Article CBA91/A5.4.4]

**A. En travée :**

$$A_{Tt} = \frac{U \cdot M_t^u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\sigma_s}} = \frac{120 \times 14618}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.5}} = 3,75 \text{ cm}^2$$

**A. En traveé :**

$$A_{Tt} = \frac{U \cdot M_c^u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\sigma_s}} = \frac{120 \times 7309}{2 \times 875 \times \frac{400}{1.5}} = 1,88 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales** :

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 120}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}; A_{\text{RPA}}) = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \min(A_{\text{Cal}}; A_{\min}; A_{\text{RPA}}) = 1,88 \text{ cm}^2$$

• **Conclusion** :

$$A_{Tt} + A_{tu} = 6 + 3,75 = 9,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} + A_{au} = 6 + 1,88 = 7,88 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures** :

**En travée** : 6T14  $\mapsto$   $A = 9,24 \text{ cm}^2$

**En appuis** : 4T14  $\mapsto$   $A = 4,62 \text{ cm}^2$

• **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].

$$T_U^{\text{MAX}} = \frac{q_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{3180,7 \times 4,42}{2} = 70,23927 \text{ KN/ml}$$

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

Avec :  $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = 70239,27 \text{ N} \leq 0,267 \times 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$



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 :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^U}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 70293,27 + \frac{15534,8}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 2,03 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

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].**

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b * d} = \frac{70293,27}{30 \times 36 \times 10^2} = 0,65 \text{ MPA}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible: } \overline{\tau_u} = \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPA} \right] = 3,34 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$  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 :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1\min}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1\right) = 1 \text{ cm} = 1 \text{ mm.}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 A_t = 2,01 \text{ cm}$

- L'espaceur des armatures transversales :

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

$k = 1$  (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1 ; \cos \alpha = 0$

Donc :

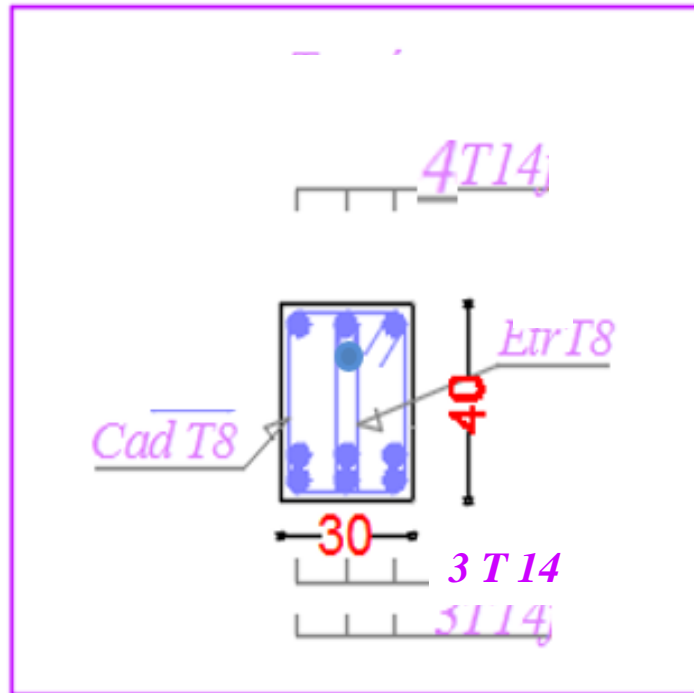
$$\delta_{t1} = \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 235 \times 2,1}{30 \times (0,70 - 0,3 \times 2,1)} = 188 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{(0,4 \times b)} = \frac{235 \times 2,1}{(30 \times 0,4)} = 39,36 \text{ cm [CBA93/A. 5. 1. 2. 2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

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



**Fig. IV.1.15:** Armatures longitudinales et transversales.

❖ **Cas de torsion :**

**a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la lignemoyenne :**

[CBA93/A.5.4.2.1/A.5.3]

La contrainte tangente de torsion s'évalue par la formule :

$$\tau_u = \frac{M_T^{max}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14618,5}{2 \times 875 \times 5} = 1,67 \text{ MPA}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible } \tau_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPA} \right] = 3,34 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ij}^2 + \tau_{ij}^2 = (1,67)^2 + (0,70)^2 = 3,28 \text{ MPA} < \tau_u^2 = (3,30)^2 = 11,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ij}^2 + \tau_{ij}^2 = 3,28 \text{ MPA} < \tau_u^2 = 11,16 \text{ MPA} \Rightarrow \text{les armature tranversales sont}$$

perpendiculaires à la ligne moyenne.

Alors On a :  $\emptyset_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\emptyset_8 A_t = 2,01\text{cm}^2$

- L'espaceur des armatures transversales :

$$\delta_t \leq \frac{2 \cdot \Omega \cdot A_t}{M_T^u} \cdot \frac{f_{e_t}}{\gamma_s} = \frac{2 \cdot 875 \cdot 2,01}{14618,5} \cdot \frac{235}{1,15} = 49,17\text{cm} \text{ [CBA93/A. 5. 4. 4]}$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} = \frac{0,4 \cdot e \cdot \delta_t}{f_e} = \frac{0,4 \cdot 5 \cdot 49,17}{235} = 0,40\text{ cm}^2$$

Donc :

On adopte  $\delta_t = 10\text{ cm}$  en zone nodale

$\delta_t = 15\text{ cm}$  en zone courante

## IV. 2- Etude de l'acrotère :

### IV.2.1- Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher soumise à son poids ( $W_p$ ) et une charge horizontale due 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

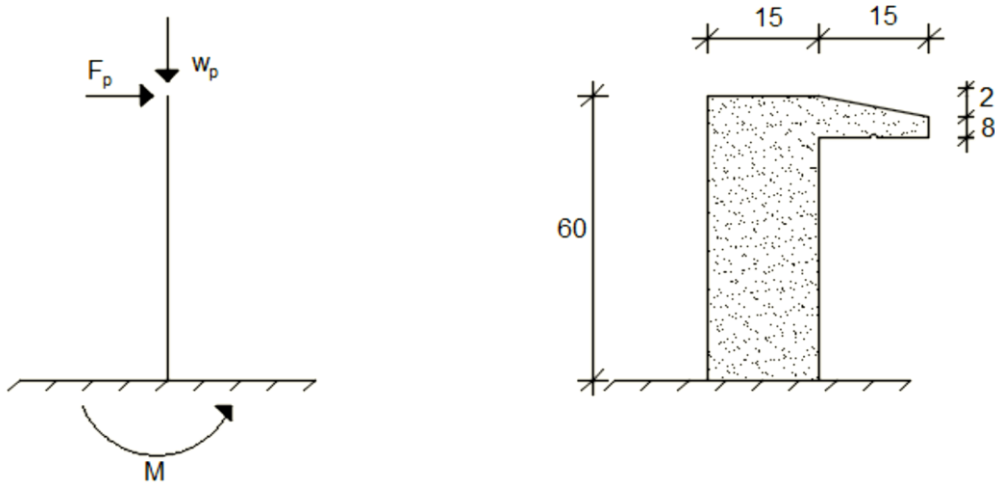


Fig.II.2.1: Dimension de l'acrotère et schéma statique.

**IV.2.2- Calcul du ferrailage :**

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée 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.

**IIV2.2- Détermination des sollicitations :**

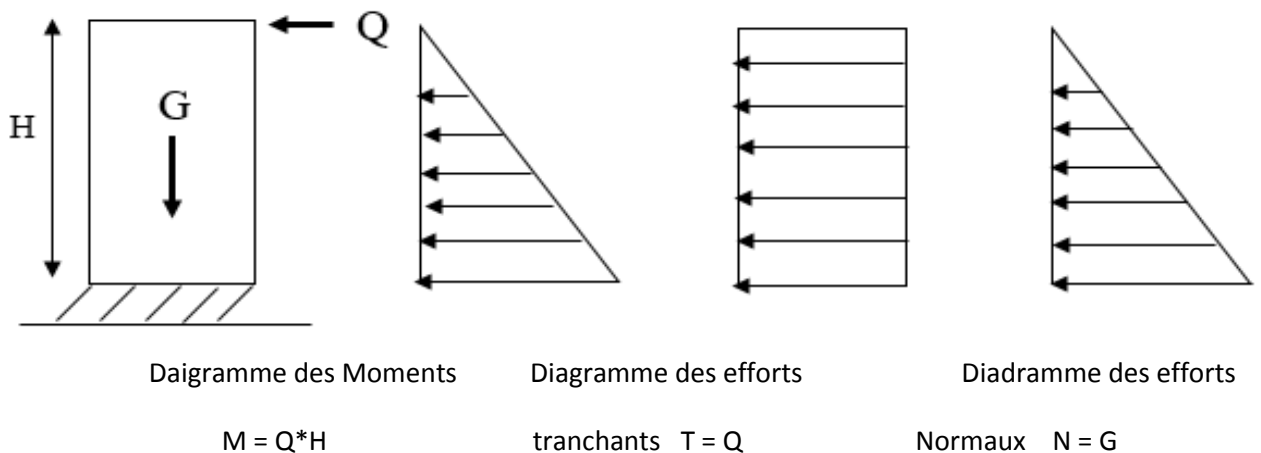


Fig.II.2.2: Diagramme des efforts (M, T, N)

- La force horizontale:  $F_p$  [RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3]

- $F_P =$  Le poids propre :  $W_P$

$W_P$ : Poids de l'élément considéré.

$$4.A.C_p.W_p$$

$$W_p = V \cdot \overline{\gamma_b} = [(0.6 \times 0.15) + (0.15 \times 0.08) + \left(\frac{0.15 \times 0.02}{2}\right) \times 1 \times 25$$

$$\Rightarrow W_p = 2.59 \text{ KN.}$$

Avec :

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

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

Pour notre bâtiment, on a :

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

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

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.59$$

$$F_P = 1.24 \text{ KN}$$

- Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.3W_p \\ M_u = 1.5F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 2.59 \\ M_u = 1.5 \times 1.240,6 \end{cases} \begin{cases} N_u = 3,49 \text{ KN} \\ M_u = 1,12 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{aligned} N_{ser} &= w_p \\ M_{ser} &= F_p \cdot L \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 2,59 \text{ KN.} \\ M_{ser} = 0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### IV2.4- Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est (100×15) cm<sup>2</sup>.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,2}{3,49} = 0,33 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,33 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,015}{2} = 0,0075 \text{ m}$$

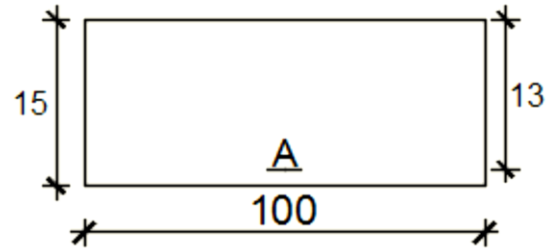


Fig.II.2.3: Section de calcul.

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.

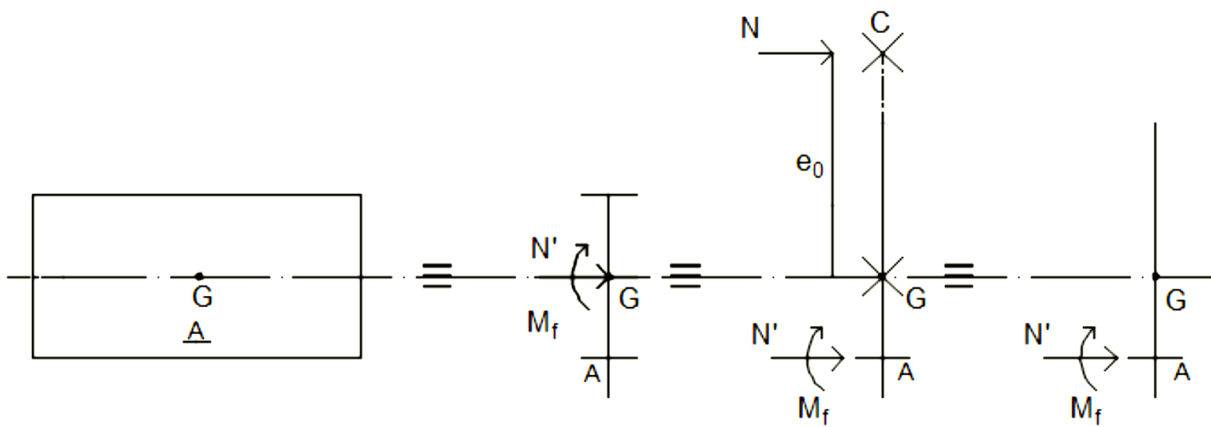


Fig.II.2.4 : Position de centre de pression.

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 3,49 \times \left( 0,33 + \frac{0,015}{2} - 0,02 \right) = 1,3436$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_f^u = 1343,3 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1343,3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,00559$$

$$\mu = 0,00559 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

➤ Détermination des armatures :

$$A^u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1343,3}{348 \times 0,997 \times 13} = 0,30 \text{ cm}^2$$

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:

$$5\text{T}10/\text{ML} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

(T10 e = 20cm).

$e \leq \min(25 ; 2 \times 15) \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures

$$4\text{T}8/\text{ML} \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

(T8  $\longrightarrow$  e = 20cm).

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,75}{2,59} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}.$$

Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

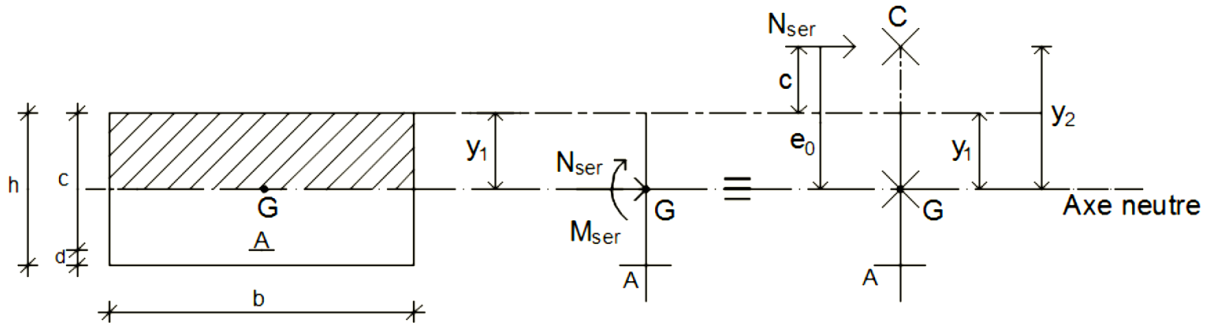


Fig.II.2.5: Position de centre de pression.

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 :

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

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

$$c = e_0 \frac{h}{2} = 29 - \frac{15}{2} = 21,5 \text{ cm} \Rightarrow c = -21,5 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 13 \end{cases} \quad \text{avec } \dot{\lambda} = 0$$

$$p = -3 \times (21,5)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5) = -1264,72 \Rightarrow p = -1264,72$$

$$= -3 \times (21,5)^3 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (13 + 21,5)^2 = -15666,84 \Rightarrow q = -15666,84$$

$$y_1 : \text{ est la racine de l'équation : } y_2^3 + p \cdot y_1 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1264,72 y_2 + 15666,84 = 0$$

Dont la résolution est comme suit :



$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27}p^3 = (15666,84)^2 + \frac{4}{27} \times (-1264,72)^3 = -5424504,79 < 0$$

$$\Delta < 0 \quad \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 15666,84}{2 \times (-1264,72)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1264,72}} = 0,90 \Rightarrow \varphi = 154,10^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1264,72}{3}} = 41,06$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 41,06 \times \cos(8,61) = 25,63 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -40,59 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 14,97 \text{ cm} \end{cases}$$

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 :

$$s = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot 5(d - y_1) = \frac{100 \times (4,13)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (13 - 4,13) = 329,96 \text{ cm}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{2590}{100 \times 329,96} = 0,078$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,15 \times 4,13 = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,15 \times (13 - 4,13) = 19,96 \text{ MPa}$$

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  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 1$$

• Conclusion :

$$\sigma_s < MPa \quad \bar{\sigma}_s = 15$$

⇒ Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues

$$\sigma_s < MPa \quad \bar{\sigma}_b = 201,635 \text{ MPa}$$

**II.2.4- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 1,5 \cdot f_p = 1,5 \times 1,24 = 1,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \cdot d} = \frac{1860}{100 \times 13 \times 100} = 0,014 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \tau_u 1,25 \text{ MP}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessairee

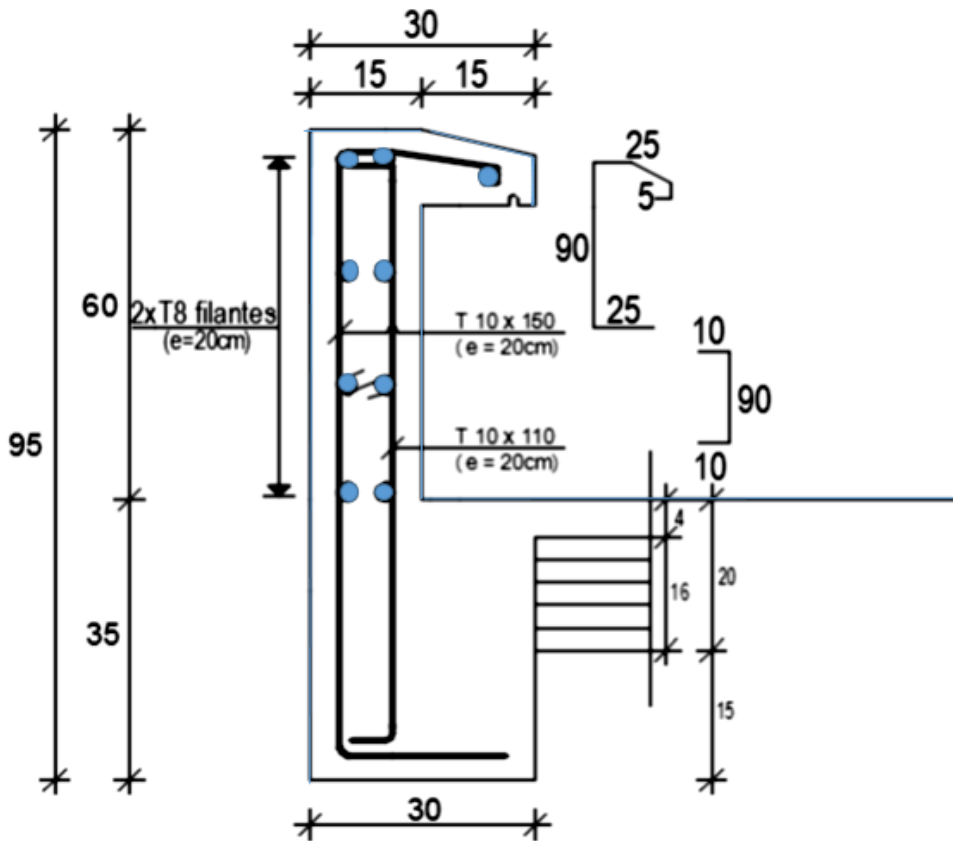


Fig.II.2.6 :Dimension de l’acrotère et schéma statique.

# Chapitre : V



## Etude Dynamique Et Sismique

## Etude sismique

### **V.1-Introduction :**

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

### **V.2-Méthodes de calcul :**

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente et
- Méthode dynamique modale spectrale.

#### **V.2.1 Méthode statique équivalente :**

##### **➤ Principe de la méthode :[RPA99 (version 2003)/4.2.1]**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure.

**Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : ● tous groupe.

Zone IIa : ● groupe d'usage 3.

● groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III

● groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.

● groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

● groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk Robot Structural »**).

### V.2.2-Méthode dynamique :

#### a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### **b) Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

### **V.3- Présentation du logiciel :**

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes  $\sigma$ ...)

#### **V.3.1- Etapes de modélisation :**

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat:

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

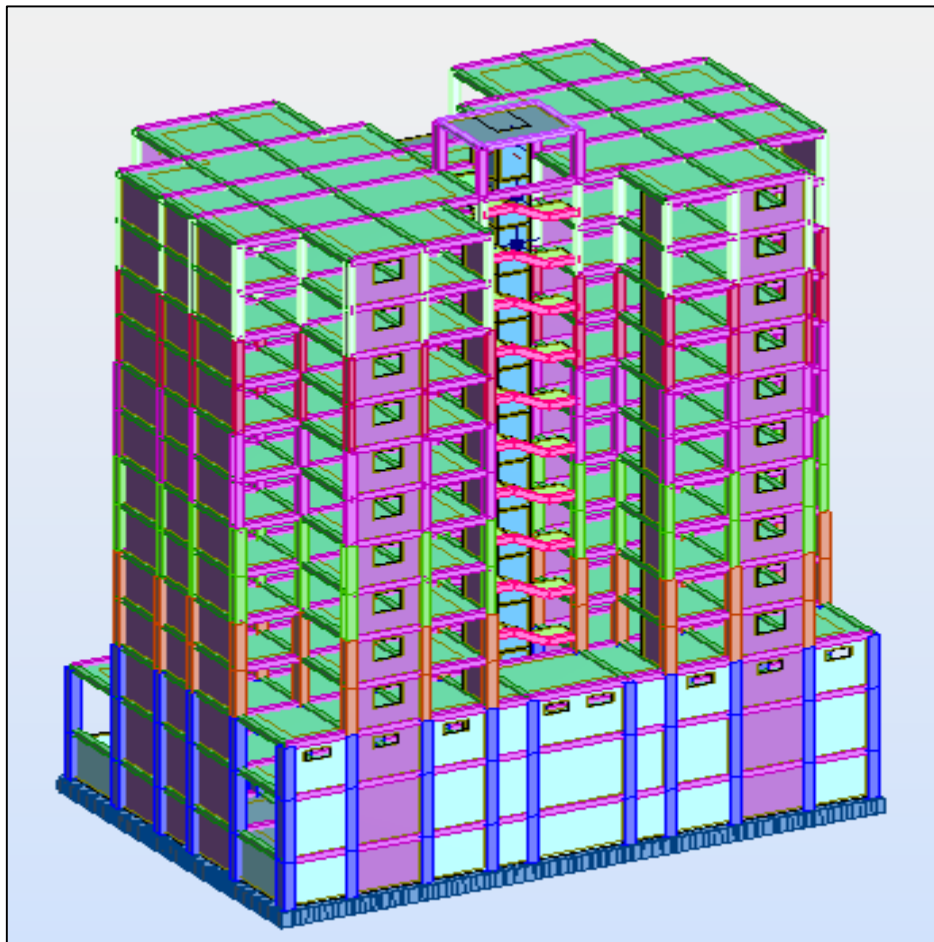


Figure V.1: Vue de structure 3D.



- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
  - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
  - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
  - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
  - 1)  $1.35G + 1.5Q$
  - 2)  $G + Q$
  - 3)  $0.8G + E$
  - 4)  $0.8G - E$
  - 5)  $G + Q + E$
  - 6)  $G + Q - E$
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.
- Détermination du spectre de réponse :

Zone	:	Ila
Usage	:	2
Assise	:	S <sub>3</sub>
Coefficient de qualité	:	1.15
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	10.00 %

### V.3.2 - Interprétation des résultats :

#### V.3.3- Vérification la résultante des forces sismiques\_:

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

### a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Coefficient de comportement et
- W : Poids total de la structure

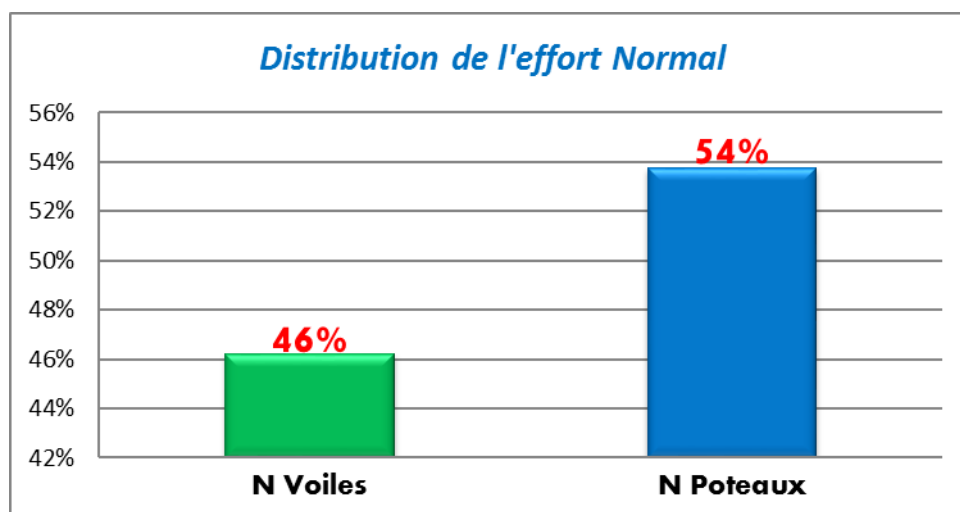
### Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa**
  - **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)
- => **A = 0.15**

### a) Coefficient de comportement R :

Pour déterminer le coefficient de comportement, on doit vérifier la distribution des efforts sur les poteaux et voiles



N% voiles > 20% => Système 2 : c'est un système de contreventement constitué de voiles en béton armé => **R = 3,5** [RPA99 (version2003)/tableau 4]

a) **Facteur de qualité Q :**

**Tableau.VI.1:** Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère	$P_q$	
	$P_{qx}$	$P_{qy}$
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	<b>0.15</b>	<b>0.15</b>

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0.15 = 1.15$$

b) **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule}$$

4.5]

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabot bat

$$W = 78236,64 \text{ KN}$$

#### V.4. Calcul de la force sismique :

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**Avec :**

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

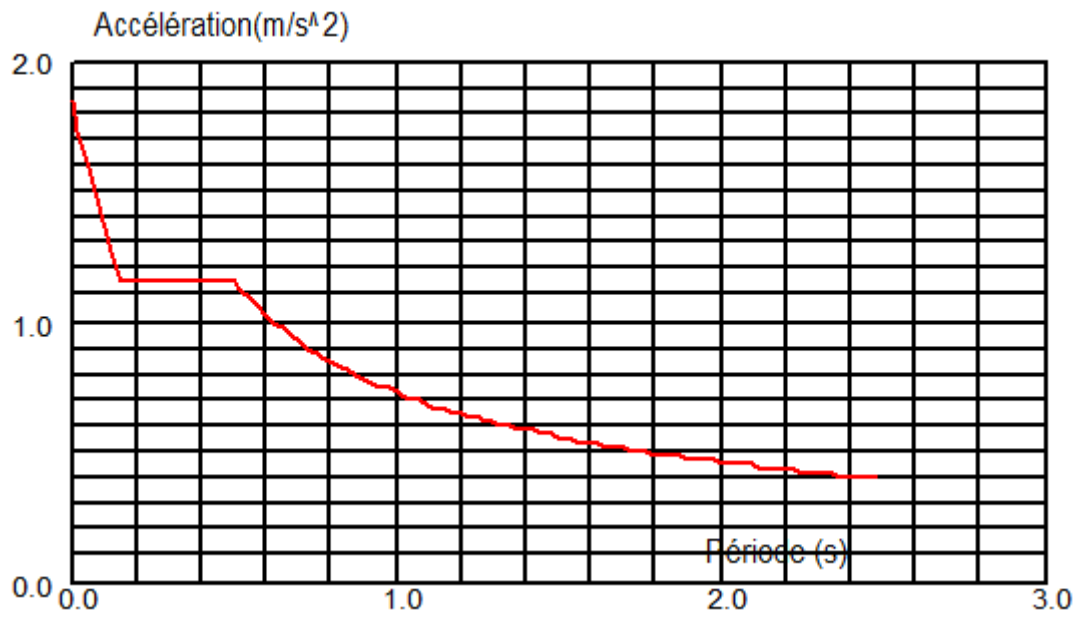
**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : Facteur de qualité.

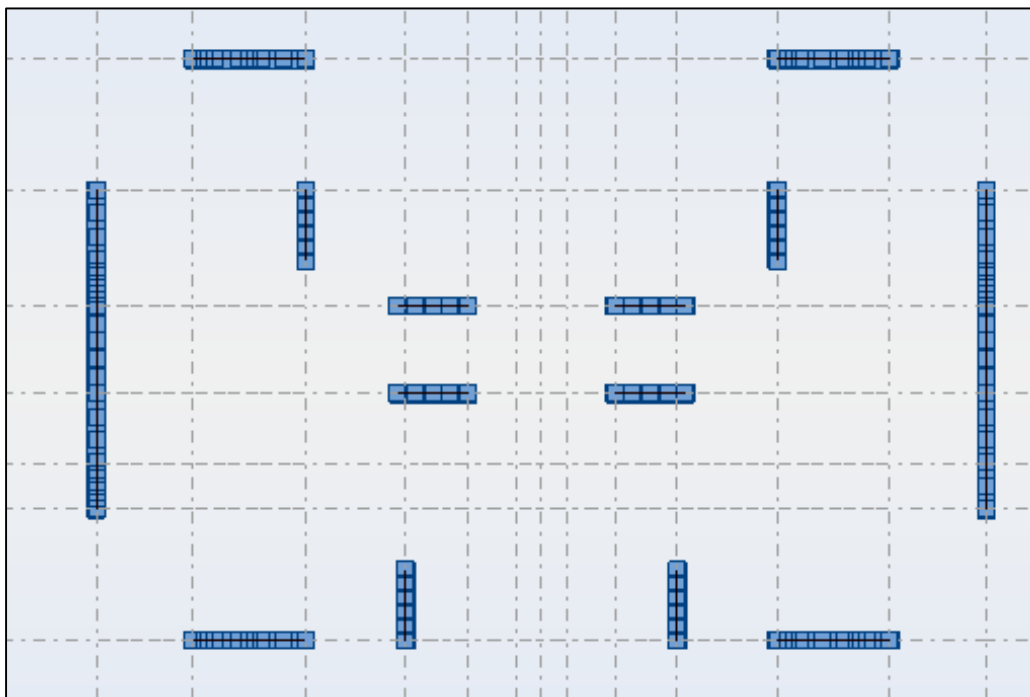
Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	$\eta$	$\xi$	R	T1	T2	Q
<b>0.15</b>	0.764	10%	3,5	0.15	0.50	1.15



**Figure V.2:** Diagramme spectre de réponse



**Figure V.3:** disposition des voiles.

**V.4.1-Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003****V.4.2-Vérification du comportement dynamique :Résultat de l'analyse modale****Tableau V.2 : Période et facteur de participation massique**

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
6/ 1	0.79	53.19	0.05	53.19	0.05
6/ 2	0.66	0.05	59.37	53.24	59.42
6/ 3	0.47	0.53	0.03	53.77	59.45
6/ 4	0.21	15.95	0.00	69.71	59.45
6/ 5	0.15	0.00	20.51	69.72	79.97
6/ 6	0.11	3.21	0.00	72.92	79.97
6/ 7	0.10	5.58	0.00	78.50	79.97
6/ 8	0.08	1.13	0.00	79.63	79.98
6/ 9	0.07	0.04	5.11	79.67	85.09
6/ 10	0.07	0.25	1.94	79.92	87.03
6/ 11	0.06	6.26	0.02	86.18	87.05
6/ 12	0.06	0.00	0.00	86.18	87.05
6/ 13	0.06	0.00	0.00	86.18	87.05
6/ 14	0.06	0.02	0.00	86.19	87.05
6/ 15	0.06	0.14	0.12	86.33	87.17
6/ 16	0.05	0.30	0.68	86.63	87.85
6/ 17	0.05	0.03	0.00	86.67	87.85
6/ 18	0.05	0.01	0.02	86.67	87.87
6/ 19	0.05	0.00	0.00	86.67	87.87
6/ 20	0.05	0.03	0.66	86.71	88.53
6/ 21	0.05	0.00	0.00	86.71	88.53
6/ 22	0.05	0.00	0.00	86.71	88.53
6/ 23	0.05	0.00	0.00	86.71	88.53
6/ 24	0.05	0.01	0.01	86.72	88.54
6/ 25	0.05	0.02	0.02	86.73	88.56
6/ 26	0.05	0.00	0.01	86.74	88.57
6/ 27	0.05	0.00	0.00	86.74	88.57
6/ 28	0.05	0.01	0.69	86.75	89.26
6/ 29	0.05	1.35	0.00	88.09	89.26
6/ 30	0.05	1.33	0.02	89.42	89.28

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

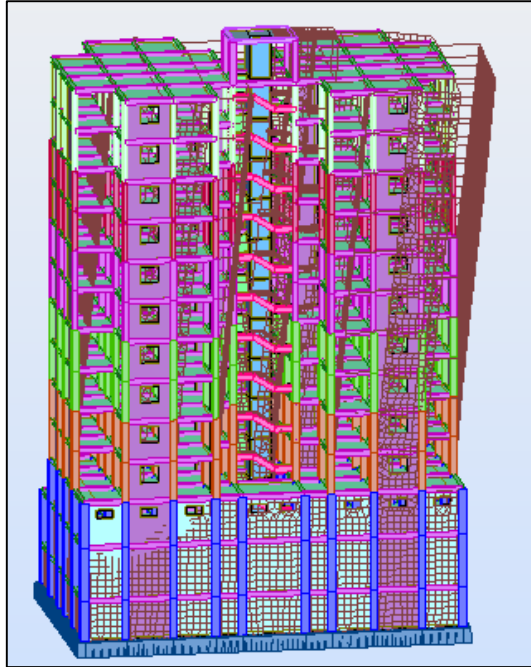
Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

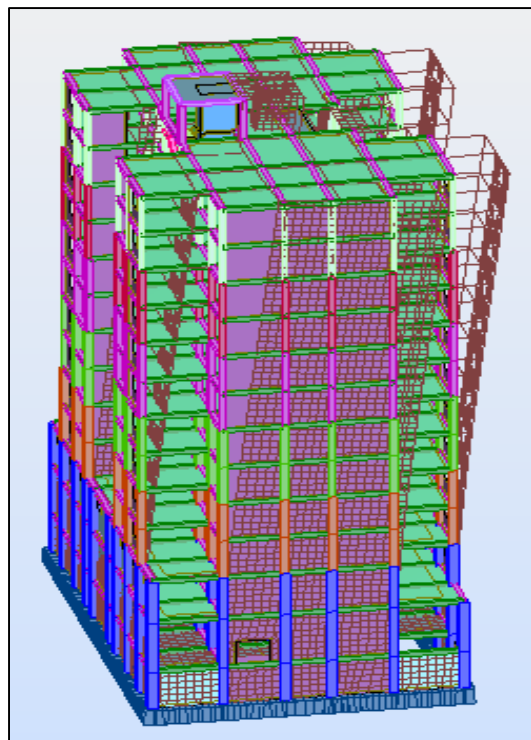
Directions xx : 40<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = **90,92%** => **Condition vérifiée**

Direction yy : 40<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = 90,98 % => Condition vérifiée

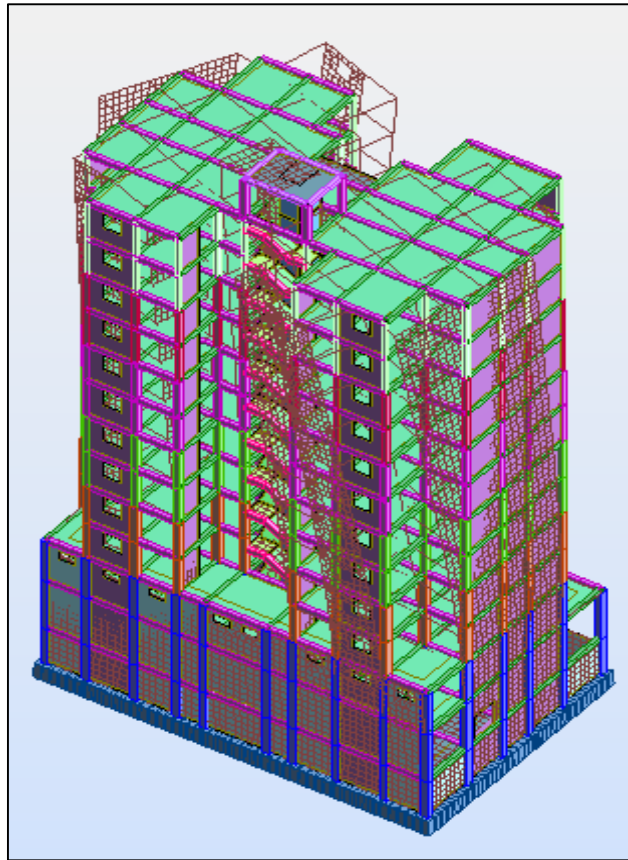
### Déformées modales



**Figure V.4 : Mode 1 : translation suivant X-X**



**Figure V.5 : Mode 2 Translation suivant Y-Y**



**Figure V.6 : Mode 3 Torsion**

• **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Estimation de la période fondamentale de la structure par la formule empirique :**

$$T1 = C_T h_N^{3/4}$$

$$H_N = 44,40\text{m} ; C_T = 0,05$$

$$\Rightarrow T1 = 0,86\text{s}$$

$$T2 = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

**Direction X :**

$$T2 = 0,09 \cdot 44,40 / \sqrt{28,50}$$

$$T2 = 0,75\text{s}$$



$$\Leftrightarrow T_{x \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,75s$$

**Direction Y :**

$$T2 = 0,09.44,40/\sqrt{18,60}$$

$$T2 = 0,93$$

$$\Leftrightarrow T_{y \text{ empirique}} = \min(T1; T2) = 0,86s$$

**Détermination de la période  $T_0$  de calcul du facteur d'amplification dynamique D :****Direction X :**

$$T_{x \text{ analytique}} = 0,79s$$

$$T_{x \text{ empirique}} = 0,75s$$

$$1.3 T_{x \text{ empirique}} = 0,97s$$

On remarque que :  $T_{x \text{ empirique}} < T_{x \text{ analytique}} < 1.3 T_{x \text{ empirique}} \Rightarrow$

$$T_{0-x} = T_{x \text{ empirique}} = 0,75s$$

**Direction Y :**

$$T_{y \text{ analytique}} = 0,66s$$

$$T_{y \text{ empirique}} = 0,86s$$

$$1.3 T_{y \text{ empirique}} = 1,12s$$

On remarque que :  $T_{y \text{ analytique}} < T_{y \text{ empirique}} \Rightarrow$

$$T_{0-y} = T_{y \text{ analytique}} = 0,66s$$

**V.4.3-Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

$$\text{Direction X : } T_{0-x} = 0,75s$$

$$\Rightarrow D_x = 1,46$$

$$\text{Direction Y : } T_{0-y} = 0,66s$$

$$\Rightarrow D_y = 1,59$$

**Tableau V.3** : récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

A	0,15
Dx	1,46
Dy	1,59
Q	1,15
W (KN)	78236,64
R	3,5
VX (KN)	5629.68
VY (KN)	6130,95

$V_{xdyn} = 4375.88 \text{ KN} < 80\% V_{MSEX} = 4503.74 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition non vérifiée**

$V_{ydyn} = 5186.78 \text{ KN} > 80\% V_{MSEY} = 4904,76 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Remarque** : puisque cette condition n'est pas vérifiée dans les sens X et Y, tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, moments ...etc.) vont être augmentés par le rapport  $0.8V_{stat}/V_{dyn}$  selon l'article 4.3.6 de l'RPA99 v.2003.

**Coefficient de Majoration Sens X : 1,03**

• **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

**V.4.4 -Calcul et vérification de P- $\Delta$  :**

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 :

$$\delta_k = R \delta_{ek}.$$

$\delta_{ek}$  : 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau V.4 : Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	$\Delta k_x$ (cm)	$\Delta k_y$ (cm)
1	0.035	0.056
2	0.147	0.273
3	0.208	0.332
4	0.459	0.372
5	0.562	0.430
6	0.652	0.477
7	0.705	0.512
8	0.739	0.539
9	0.744	0.555
10	0.739	0.565
11	0.711	0.566
12	0.683	0.564
13	0.641	0.552
14	0.210	0.576

Le déplacement inter-étage max = 0,744 cm < 1% de la hauteur de l'étage  
 => condition vérifiée

### Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

#### 5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- $\Delta$

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad (5.6)$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau " k ",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{gi} + \beta w_{qi}) \text{ voir paragraphe 4.2.3 (4.5)}$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"  
 (voir paragraphe 4.43, formule 4.20)

$h_k$  : hauteur de l'étage " k "

**Tableau VI.5:** Vérification de l'effet( $P - \Delta$ ) sens xx et sens yy**DIRECTION X**

Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	V(KN)	h(m)	$\theta$	Vérification
S-SOL	-84899	0.035	4375.95	3.06	0.00222	OK
RDC	-74109	0.147	4289.34	4.08	0.00622	OK
1	-64804	0.208	4089.22	3.4	0.0097	OK
2	-57315	0.459	3912.68	3.06	0.02197	OK
3	-51282	0.562	3747.79	3.06	0.02513	OK
4	-45295	0.652	3535.64	3.06	0.0273	OK
5	-39432	0.705	3287.46	3.06	0.02763	OK
6	-33611	0.739	3008.84	3.06	0.02698	OK
7	-27901	0.744	2696.22	3.06	0.02516	OK
8	-22228	0.739	2340.37	3.06	0.02294	OK
9	-16653	0.711	1929.66	3.06	0.02005	OK
10	-11111	0.683	1455.42	3.06	0.01704	OK
11	-5652.5	0.641	864.03	3.06	0.0137	OK
12	-408.66	0.21	78.86	3.06	0.00356	OK

**DIRECTION Y**

Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	V(KN)	h(m)	$\theta$	Vérification
S-SOL	-84899	0.056	5187.07	3.06	0.003	OK
RDC	-74109	0.273	5129.09	4.08	0.00967	OK
1	-64804	0.332	4930.45	3.4	0.01283	OK
2	-57315	0.372	4693.43	3.06	0.01485	OK
3	-51282	0.43	4468.8	3.06	0.01613	OK
4	-45295	0.477	4207.51	3.06	0.01678	OK
5	-39432	0.512	3908.53	3.06	0.01688	OK
6	-33611	0.539	3567.62	3.06	0.01659	OK
7	-27901	0.555	3189.03	3.06	0.01587	OK
8	-22228	0.565	2762.94	3.06	0.01485	OK
9	-16653	0.566	2272.56	3.06	0.01355	OK
10	-11111	0.564	1677.29	3.06	0.01221	OK
11	-5652.5	0.552	945.96	3.06	0.01078	OK
12	-408.66	0.576	98	3.06	0.00785	OK

- **Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$v$ , l'effort normal réduit.

$N_d$  : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

$B_c$  : section du poteau en ( $\text{mm}^2$ )

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

**Tableau.V.6** : Vérification de l'effort normal réduit de chaque poteaux.

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 55x55.**

$N_d$ (N)	2063320
$B_c$ ( $\text{mm}^2$ )	302500
$f_{c28}$ (MPa)	25
$v$	0,27

$$v = 0,27 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 50x50.**

$N_d$ (N)	1626370
$B_c$ ( $\text{mm}^2$ )	250000
$f_{c28}$ (MPa)	25
$v$	0,26

$$v = 0,26 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 45x45.**

$N_d$ (N)	852370
$B_c$ ( $\text{mm}^2$ )	202500
$f_{c28}$ (MPa)	25
$v$	0,17

$$v = 0,17 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 40x40.**

$N_d$ (N)	620780
Bc (mm <sup>2</sup> )	160000
Fc28 (MPa)	25
v	0,15

$$v = 0,15 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 35x35.**

$N_d$ (N)	409800
Bc (mm <sup>2</sup> )	122500
Fc28 (MPa)	25
v	0,13

$$v = 0,13 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 30x30.**

$N_d$ (N)	210130
Bc (mm <sup>2</sup> )	90000
Fc28 (MPa)	25
v	0,09

$$v = 0,09 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Sellons toutes les vérifications faites précédemment, on a toutes les conditions vis-à-vis la stabilité de la structures sont respectées en vigueur des charges verticales (poids propre, charges et surcharge) et horizontales (séisme Ex et Ey).

Donc on peut juger en premier lieu que les prés dimensionnement et les dispositions de nos éléments structuraux sont convenable néanmoins il reste la vérification des éléments avec le calcul des ferrailages des sections, dans notre cas les poteaux, voiles et les poutres principales ainsi secondaire.

# Chapitre : VI



## Etude des portiques

{Poutre ; poutaux}

## VI. Etude des portiques

### VI.1- Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

### VI.2-Définition :

#### VI.2.1- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

#### VI.2.2- 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.

### VI.3- Ferraillage des portiques :

#### VI.3.1- Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.
- Combinaisons prises en compte :
  - BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;
    - $1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$
    - $G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$
  - RPA99 (version 2003) : Combinaisons accidentelles ;
    - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$
    - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Robot bat.



**VI.3.2- Ferrailage des poutres :**

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**a. Ferrailage réglementaire :** **Recommandation du RPA99 (version 2003):**

- Armatures longitudinales :
  - Armatures minimales :  $0.5\% \times B$  en zone II<sub>a</sub>.
  - Armatures maximale  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$
  - 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 :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

**b** : Largeur de la section et

**S** : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

 **Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

### b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

**Tableau.VI. 1 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
Moments							T [KN]
Poutres principales	44.17	86.46	30.69	74.23	79.99	101.94	100.89
Poutres secondaires	30.16	29.95	24.45	27.94	41.32	61.89	61.11

➤ Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00cm^2$
- Poutres secondaires :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25cm^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30cm^2$
- Poutres principales :  $A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31,5 = 1.14cm^2$

- **Exemple de calcul** : Poutres principales (30×40) cm<sup>2</sup>

#### b.1- En travée :

• Cas fondamentaux :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 44.17 \text{KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{44.17 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (36)^2} = 0.080$$

$$\mu = 0.080 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.104$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{44.17 \times 10^3}{348 \times 0.958 \times 36} = 3.68 \text{cm}^2$$

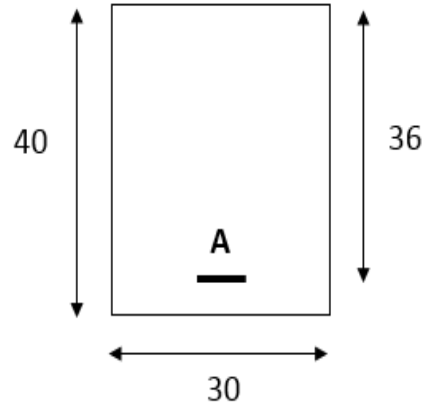


Fig.VI 1.: Section de calcul en Traveé

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 30.69 \text{KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> <li>- Flexion simple</li> <li>- Section rectangulaire sans A'</li> <li>- Acier FeE400</li> </ul>	}	$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$
---	---	--

Avec :  $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{44.17}{30.69} = 1.43$

$$\frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 > \alpha = 0.104 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$ Fissuration peu nuisible maintenues.	}	$\Rightarrow$ les armatures calculées à E.L.U. seront
--	---	---

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

- **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 79.99 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{79.99 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (36)^2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.147$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.941$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{79.99 \times 10^3}{400 \times 0.941 \times 36} = 5.90 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 5,90 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3\text{T}12 \text{ Filantes} + 3\text{T}12 \text{ chap} \Rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

### b.2- En Appuis :

- Cas fondamentaux :

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

$$M_a^u = 86.46 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{86.46 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (36)^2} = 0.157$$

$$\mu = 0.157 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.214$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.914$$

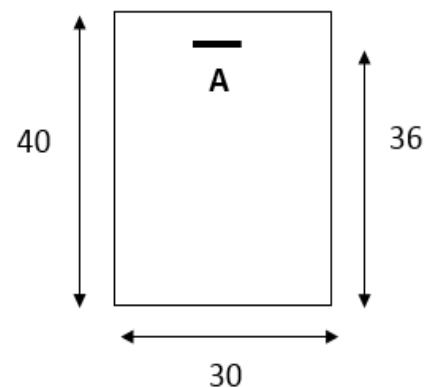


Fig.VI.2: Section de calcul en Appuis.

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{86.46 \times 10^3}{348 \times 0.914 \times 36} = 7.55 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.)

$$M_a^{ser} = 74.23 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans  $A'$

- Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{86.46}{74.23} = 1.16$$

$$\frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.245 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• 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.

• Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = 101.94 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{101.94 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (36)^2} = 0.142$$

$$\mu = 0.142 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.192$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.923$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{101.94 \times 10^3}{400 \times 0.923 \times 36} = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 7.66 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$3T14 \text{ Filantes} + 3T14 \text{ Chap} \Rightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2$$

**b.3- Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = 100,89 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$T_u = 100890 \text{ N} \leq 0.267 \times 30 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 801000 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 100890 - \frac{86460}{0.9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 2.82 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{100890}{30 \times 36 \times 100} = 0.93$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400  $\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1étrier)

e) L'espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{ij} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30 \times (1.13 - (0.3 \times 2.1))} = 42.88 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36; 40) \text{ cm} = 32,40 \text{ cm}.$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varphi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,6\right) = 10,00 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \text{on prend } \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 15 \text{ cm} & \text{en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \end{cases}$$

f) Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A_{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

#### **b.4- Longueur de recouvrement** :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{max}}$$

**Remarque** : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Types des poutres		A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	A <sub>cor</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres principales	Travées	1.30	6.00	5.90	3T12+3T12	8.01	60
	Appuis	1.30	6.00	7.66	3T14+3T14	9.24	60
Poutres secondaires	Travées	1.14	5.25	3.86	6T12	6.79	50
	Appuis	1.14	5.25	5.19	6T12	6.79	50

**Tableau VI.2** : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres

**POUTRES PRINCIPALES**



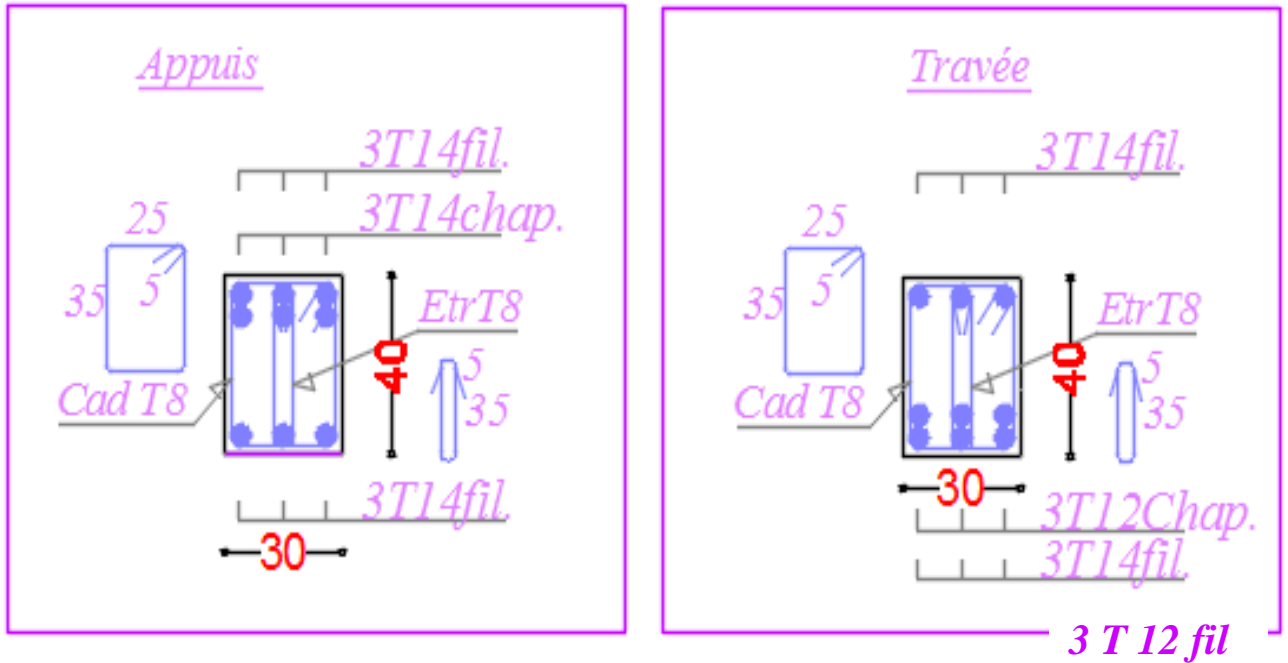


Fig.VII.3 : Ferrailage des poutres Principales.

**POUTRES SECONDAIRES**

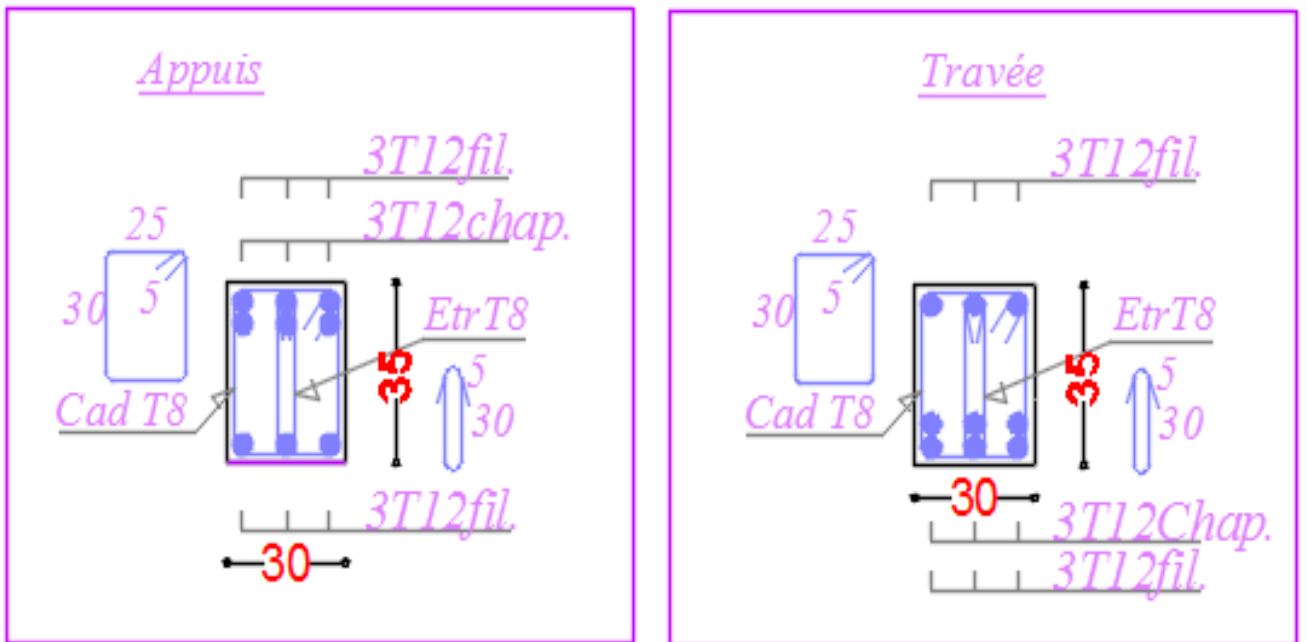


Fig.VII.4: Ferrailage des poutres Secondaires.

**VI.3.3 -Etude des poteaux**

**VI.3.3.2- Définition :**

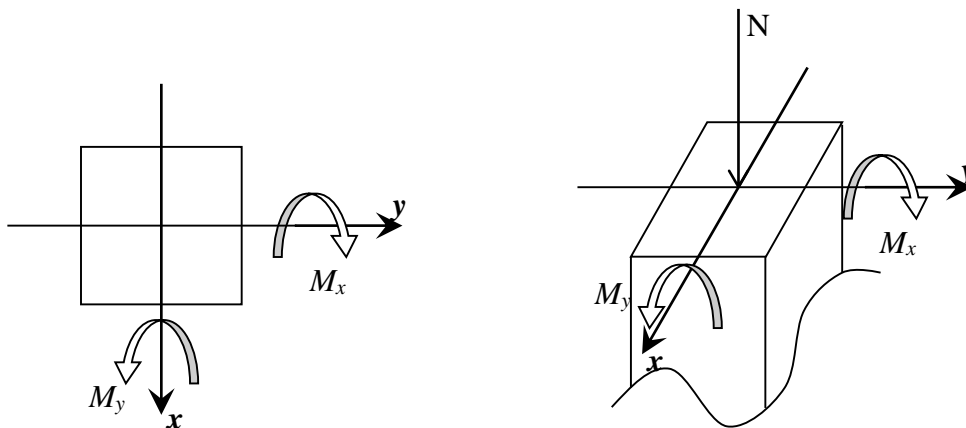
Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

• 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 et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y	Sens x-x
$M_{x\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$	$M_{y\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$
$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$	$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$
$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$	$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$



**Fig.VI. 5:** Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ( $1,35G+1,5Q$ ) pour la situation durable et ( $G+Q\pm E$ ) et ( $0,8G\pm E$ ) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

- Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

- Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- ☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ◆ 4% en zone courante et
  - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - ◆  $40\phi$  en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L'=2h$$

$$h'=\max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

**h**: Hauteur de la poutre;

**b** et **a** : Section d'un poteau;

$h_e$ : Hauteur libre entre deux étages.

☑ Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L91/A.8.1,21]

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- $A_L \geq 4\text{cm}^2$  par mètre de périmètre
  - $0.2\%B \leq A_L \leq 5\%B$
- } Pour une section entièrement comprimée

Avec :

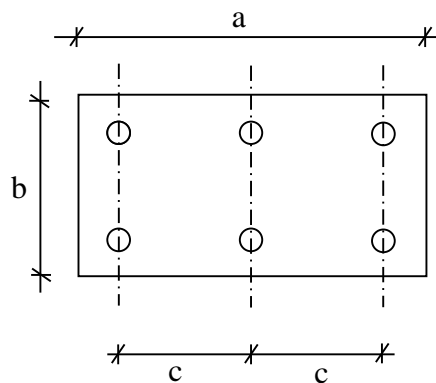
**B** : Section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{ft28}{fe} \times B$  pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

- $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

**B** : Petite côté du rectangle.



**Fig.VI. 6:** Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ Les armatures transversales :

☑ Conditions de RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant ;

$a$  : Hauteur totale de la section brute;

$f_e$ : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$ : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacklozenge \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \\ \blacklozenge \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Espacement entre les armatures transversales :  $\delta_t$

• Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\varnothing_L ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

• Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_L \quad (\text{zone IIa})$$

- Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

•  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$

•  $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$

•  $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

**a** et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

**L<sub>f</sub>** : Longueur du flambement.

Conditions de BAEL91 : [B.A.E.L.91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{L_{\max}}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

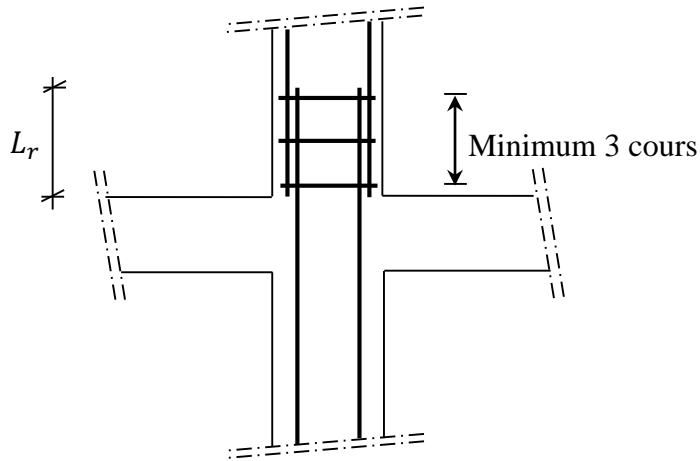
$$\delta_t = \min(15\varphi_{L_{\min}}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec :

**b** : Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\phi_{L_{min}}$  : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.



**Fig.VI.7** : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

- **Les types de poteaux** :
- Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

**Tableau VI.3** : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Types	Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]
1	sous-sol et RDC et 1 <sup>er</sup> étage	(55 × 55)
2	2 <sup>ème</sup> - 3 <sup>ème</sup> - 4 <sup>ém</sup> étage	(50 × 50)
3	5 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup> étage	(45 × 45)
4	7 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup> étage	(40 × 40)
5	9 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup> étage	(35 × 35)
6	11 <sup>ème</sup> étage	(30 × 30)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) (**0.8G±E**) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

**VI.3.3.3- Ferrailage des poteaux :**

➤ **Sollicitations de calcul :**

**Tableau.VI. 2:** Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons		Poteau (55×55)	Poteau (50×50)	Poteau (45×45)	Poteau (40×40)	Poteau (35×35)	Poteau (30×30)	
1.35 G + 1.5 Q	Cas 1	$N^{\max}$ [KN]	1997.47	1410.75	1344.30	813.24	492.34	195.34
		$M_x^{\text{corr}}$ [KN.m]	4.53	7.89	-0.01	0.16	0.11	0.14
		$M_y^{\text{corr}}$ [KN.m]	17.43	-1.24	4.55	5.18	-6.18	7.31
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	$M_x^{\max}$ [KN.m]	-81.76	-137.61	68.11	19.88	67.29	38.62
		$N_{\text{corr}}$ [KN]	1339.34	511.34	515.99	198.44	128.22	68.41
	Cas 3	$M_y^{\max}$ [KN.m]	192.90	129.69	60.12	59.33	59.72	39.62
		$N_{\text{corr}}$ [KN]	2063.32	454.19	698.09	319.76	111.64	59.51
	Cas 4	$N_{\max}$ [KN]	2063.32	1399.88	956.19	871.11	510.26	112.72
		$M_x^{\text{corr}}$ [KN.m]	-18.58	0.01	0.15	-0.91	7.53	0.98
		$M_y^{\text{corr}}$ [KN.m]	192.90	-0.06	46.88	30.71	27.41	16.31
	Cas 5	$N_{\min}$ [KN]	21.07	-552.77	121.14	90.10	19.56	32.19
		$M_x^{\text{corr}}$ [KN.m]	0.89	49.05	26.19	24.37	18.15	8.51
		$M_y^{\text{corr}}$ [KN.m]	23.99	-34.80	30.73	-29.63	4.11	8.72

• **Calcul des armatures :** (Exemple de calcul : poteau (50×50) cm<sup>2</sup>)

○ Les armatures longitudinales :

**b = 50cm h = 50cm d = 45cm**

◆ 1<sup>er</sup> cas :

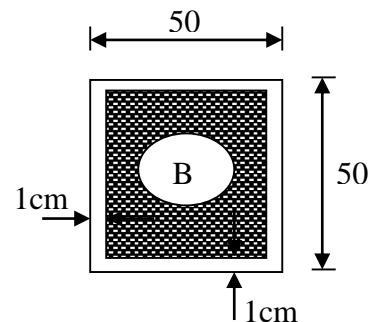
➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$N = 1410.75\text{KN}$

$M = 7.89 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7.89}{1410.75} = 0.0056\text{m} = 0.56\text{cm}$$



**Fig VI.8 :** Section réduite du béton

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central :

$$e = \frac{h}{12} = 4.17cm$$

On a une compression excentrée.

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

$$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1410.75 \times 10^3 - 100 \times 50 \times 50 \times 14.67}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0cm^2$$

- Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$$e = \frac{M}{N} = 0.56cm$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{238}{50} = 16.47 \leq 50$$

La condition est vérifiée  $\Rightarrow$  le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{340}{250}) = 2cm$$

$$e = 0.56cm$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2 = 1.04$$

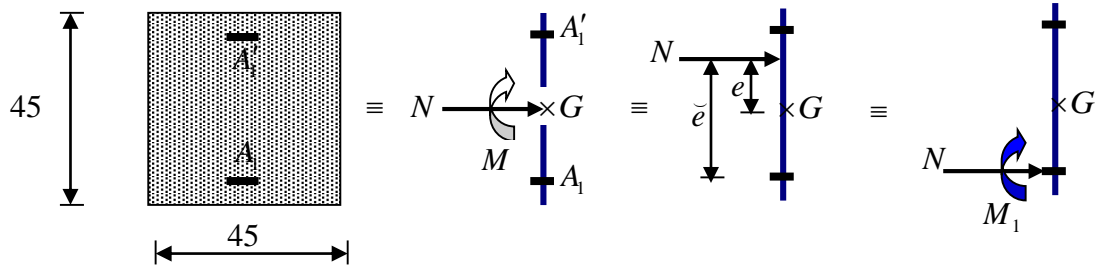
$$e_1 = 0.56 + 2 = 2.56cm$$

$$\begin{cases} N_1 = 1467.18KN \\ M'_1 = 37.56KN.m \\ e_1 = 2.56cm \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25cm \end{cases}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors :



- Vérification si la section est partiellement comprimée :



**Fig. VI.9 :** Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 50 - 0.81 \times 3) \times 14.67 \times 50 \times 50 \times 10^{-2} = 5288.53 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 2.56 + \frac{50}{2} - 3 = 24.56 \text{cm}$$

$$M_1 = 1410.75 \times 0.2456 = 346.48 \text{KN.m}$$

$$(2) = 1467.18 \times (45 - 3) \times 10^{-2} - 346.48 = 269.73 \text{KN.m}$$

(2) < (1)  $\Rightarrow$  S.P.C  $\Rightarrow$  Le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment M1

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{346.48 \times 10^3}{14.67 \times 50 \times (45)^2} = 0.233$$

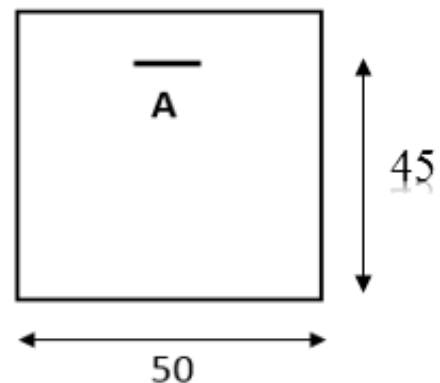
$$\mu = 0.233 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5$$

$$\mu = 0.233 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.336$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.865$$



**Fig.VI 10.:** section de calcul

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{346.48 \times 10^3}{348 \times 0.865 \times (45)^2} = 25.57 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 25.57 - \frac{1410750}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1410.75 \text{ KN}$$

$$M = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.45 \times 100}{1410.75} = 0.17 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{238}{50} = 16.47 \leq 50$$

La condition est vérifiée  $\Rightarrow$  le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C.

sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{340}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.17 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 0.17 + 2 = 2.17 \text{ cm}$$

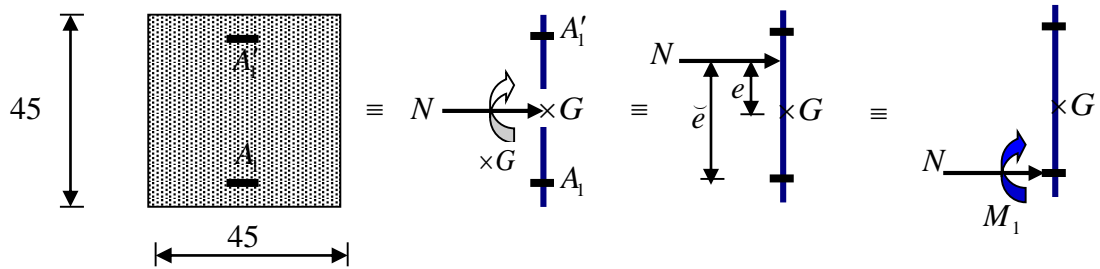
$$\begin{cases} N_1 = 1467.18 \text{ KN} \\ M'_1 = 31.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'_1 = 31.84 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = 2.17 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors :

- Vérification si la section est partiellement comprimée :



**Fig VII.11:** Schéma statique

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 50 - 0.81 \times 3) \times 14,67 \times 40 \times 40 \times 10^{-2} = 5288.53 \text{KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left( \frac{h}{2} - c_1 \right) = 2.17 + \frac{50}{2} - 3 = 24.17 \text{cm}$$

$$M_1 = 1410.75 \times 0,2417 = 340.98 \text{KN.m}$$

$$(2) = 1467.18 \times (45 - 3) \times 10^{-2} - 340.98 = 275.23 \text{KN.m}$$

$(2) < (1) \Rightarrow S.P.C \Rightarrow$  le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{340.98 \times 10^3}{14.67 \times 50 \times (45)^2} = 0.229$$

$$\mu = 0.229 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.229 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.329$$

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

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{340.98 \times 10^3}{348 \times 0.868 \times (45)^2} = 25.08 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 25.08 - \frac{1410750}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Calcul du ferrailage sous combinaisons accidentelle : on a pris comme exemple de calcul le 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> cas d'étude.

♦ 2<sup>ème</sup> cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 511.34 \text{ KN}$$

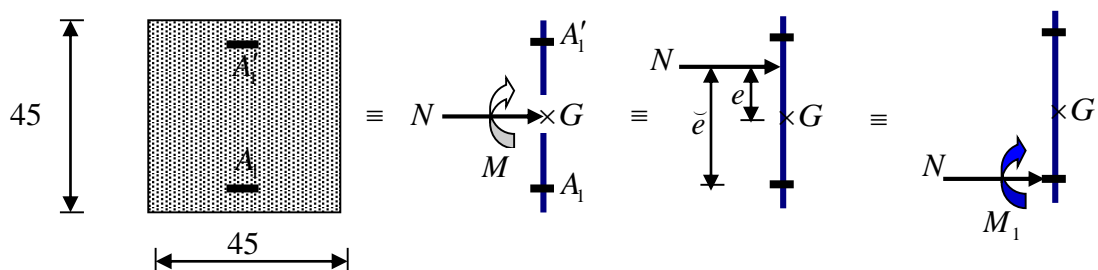
$$M = -137.61 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{137.61}{511.34} = 0,2691 \text{ m} = 26,91 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible  $\Rightarrow$  le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_1 = N \cdot e'$

Vérification si la section est partiellement comprimée :



**Fig VI.12** : Schéma statique

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 26,91 + \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 48,91 \text{ cm}$$

$$M_1 = 511,34 \times 0,4891 = 250,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{250090}{18,48 \times 50 \times (45)^2} = 0,133$$

$$\mu = 0,133 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,179$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,928$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{250090}{400 \times 0,928 \times (45)^2} = 14,97 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 23,22 - \frac{511340}{100 \times 400} = 10,44 \text{ cm}^2$$

- ♦ 3<sup>ème</sup> cas :

➤ Sens Y-Y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 454,19 \text{ KN}$$

$$M = 129,69 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{129,69}{454,19} = 0,2855 \text{ m} = 28,55 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible  $\Rightarrow$  le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_1 = N \cdot e'$

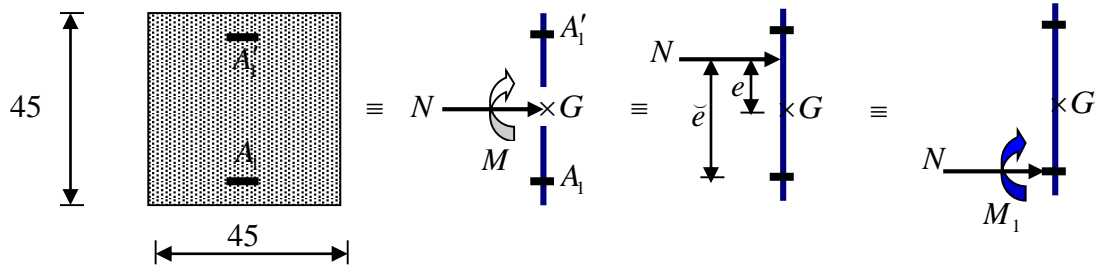
Vérification si la section est partiellement comprimée :

Fig VI.13 : Schéma statique

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 28,55 + \left(\frac{50}{2} - 3\right) = 56,55 \text{ cm}$$

$$M_1 = 454,19 \times 0,5655 = 308,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{308300}{18,48 \times 50 \times (45)^2} = 0,165$$

$$\mu = 0,165 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,227$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,909$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{308300}{400 \times 0,909 \times (45)^2} = 18,84 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 18,84 - \frac{454190}{100 \times 400} = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max(A_{\min-RPA}; A_{\text{calculée}}) = 20,0 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 8HA14+4HA16

- Armatures Transversale
- Espacement des armatures transversales :
  - Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{min}; 40cm; b + 10) = 21cm \Rightarrow \text{on prend } 15cm$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{min}; 15cm) = 14cm \Rightarrow \text{on prend } 10cm$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{min}) = 21cm \Rightarrow \text{on prend } 15cm$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{226.1}{50} = 4,52 > \lambda_{g, \min} \Rightarrow A = 0,3\% b \delta$$

$$= 0.003 \cdot 50 \cdot 10 = 1.50cm^2$$

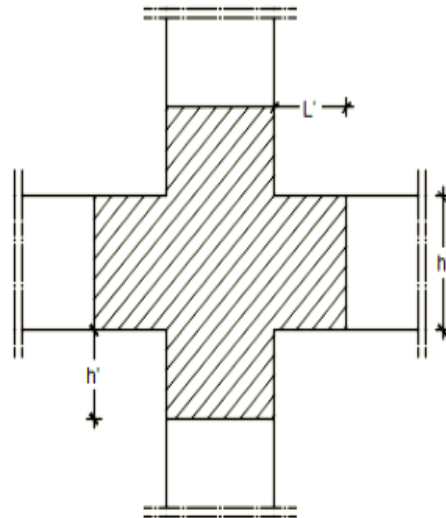
### ❖ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$h' = \max\left(\frac{323}{6}; 50; 50; 60\right) = 60cm$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L, \max}$$



**Fig VI.14 : Zone nodale**

**Remarque :**

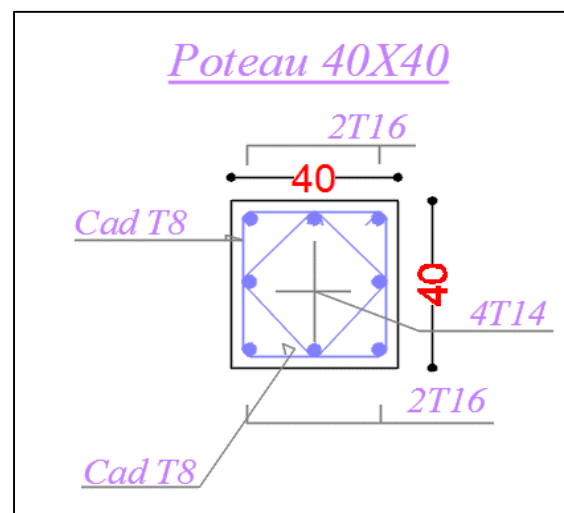
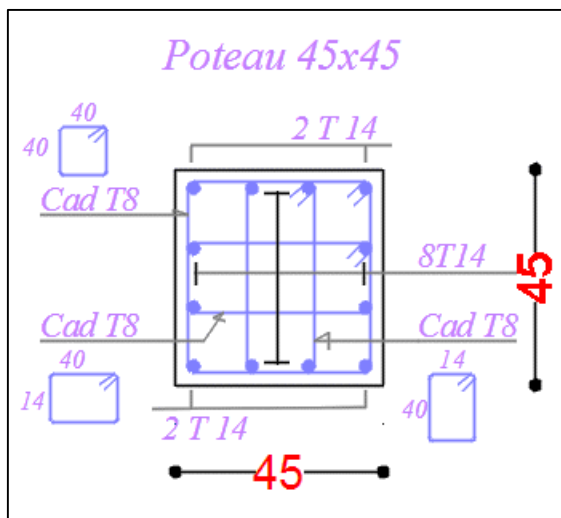
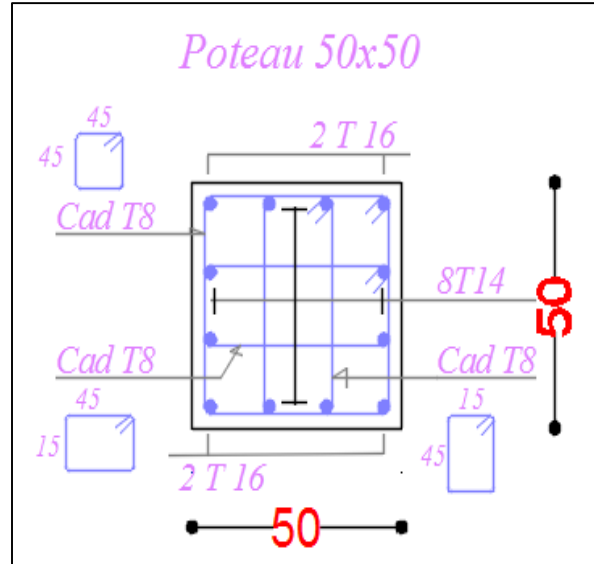
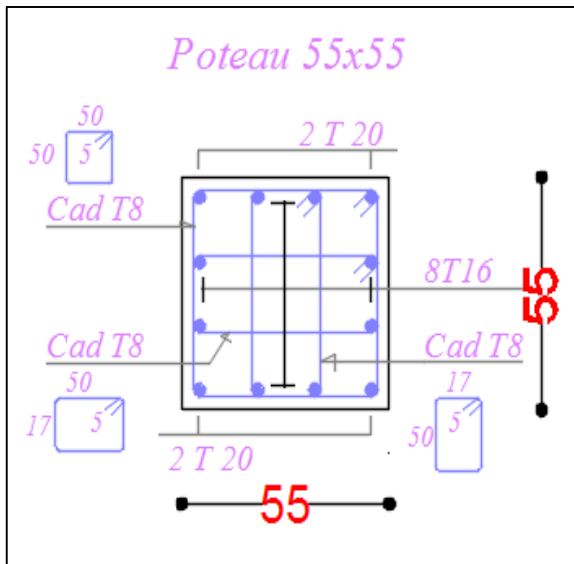
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

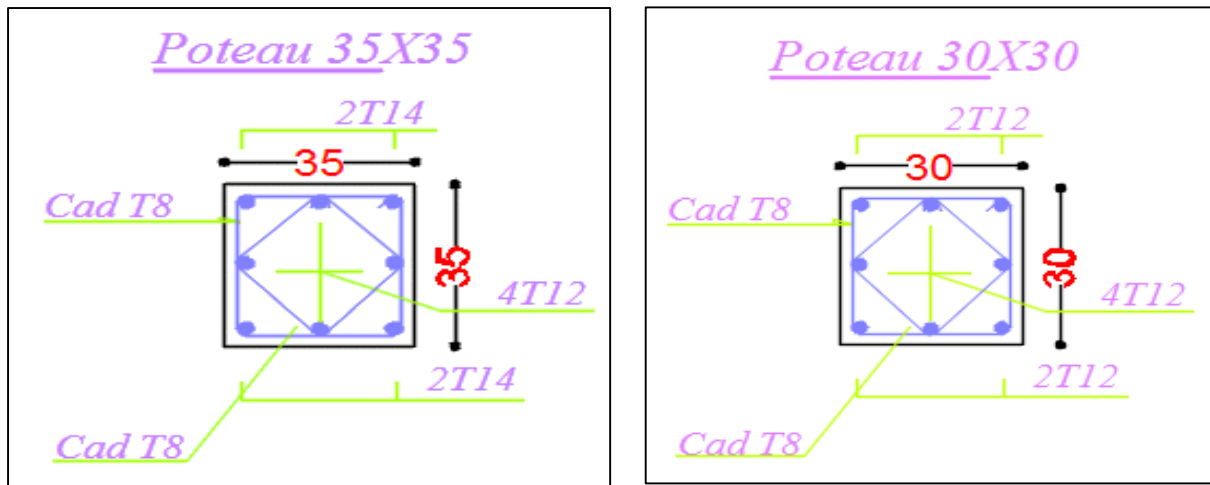
**Tableau.VI.7: Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux:**

type	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min RPA</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A <sub>adopté</sub>	Longueur de Recouvrement [cm <sup>2</sup> ]
1	55x55	14,67	24,20	4T20+8T16	28,65	80
2	50×50	10,44	20	4T16+8T14	20.36	65
3	45×45	6,60	16.20	12T14	18.47	60
4	40×40	6.94	12.80	4T16+4T14	14.20	65
5	35×35	5.62	9.80	4T14+4T12	10.68	60
6	30×30	4.94	7.20	8T12	9.05	50



Schéma de ferrailage





**Fig VI.13** : Schéma de ferrailage poteaux

# Chapitre : VII



# Etude des Voiles

## VII. Etude des voiles

### VII.1)-Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique du sous-sol.

### VII.2- Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillements suivants :

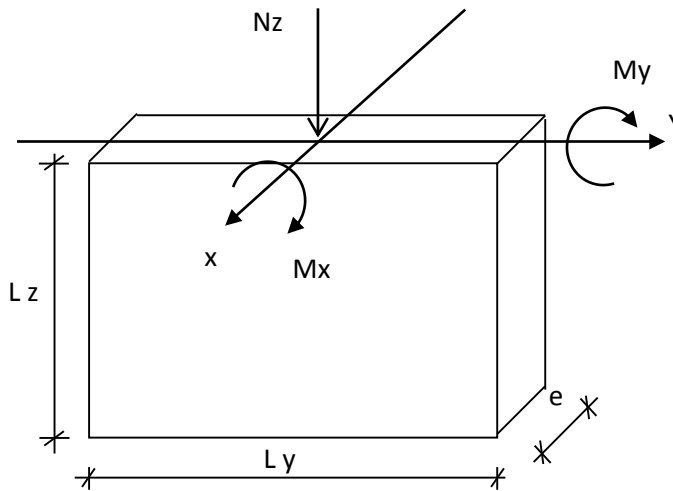
- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

### VII.2.1- les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]



**Fig.VII.1** : Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ **Sens x-x :**

$N_z ; M_x \Rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VII.2)

➤ **Sens y-y :**

$N_z ; M_y \Rightarrow$  section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

**Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :**

• **Les 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) :

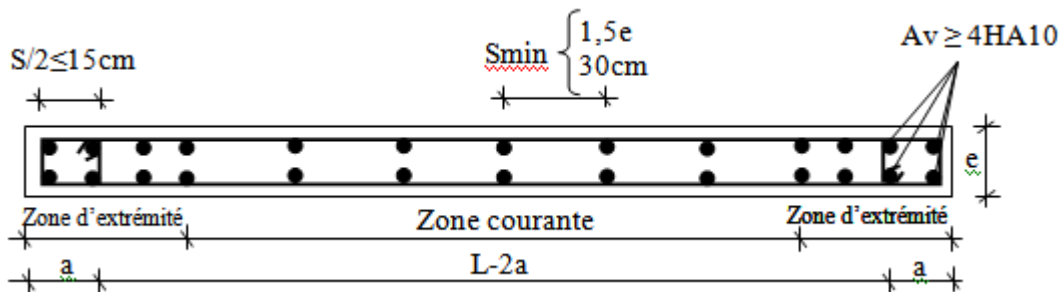
$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Espacement des barres verticales :
- ✓  $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$  en zone courante.
- ✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
- ✓ Le diamètre des barres verticales du voile :  $\Phi \leq \frac{L}{10} \cdot e$ .



**Fig.VII. 1** : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**VII.2.2- Les Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec  $k=1$  ;  $\gamma_s=1$ .

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à  $90^\circ$  au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  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 liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- Pour les barres situées 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.

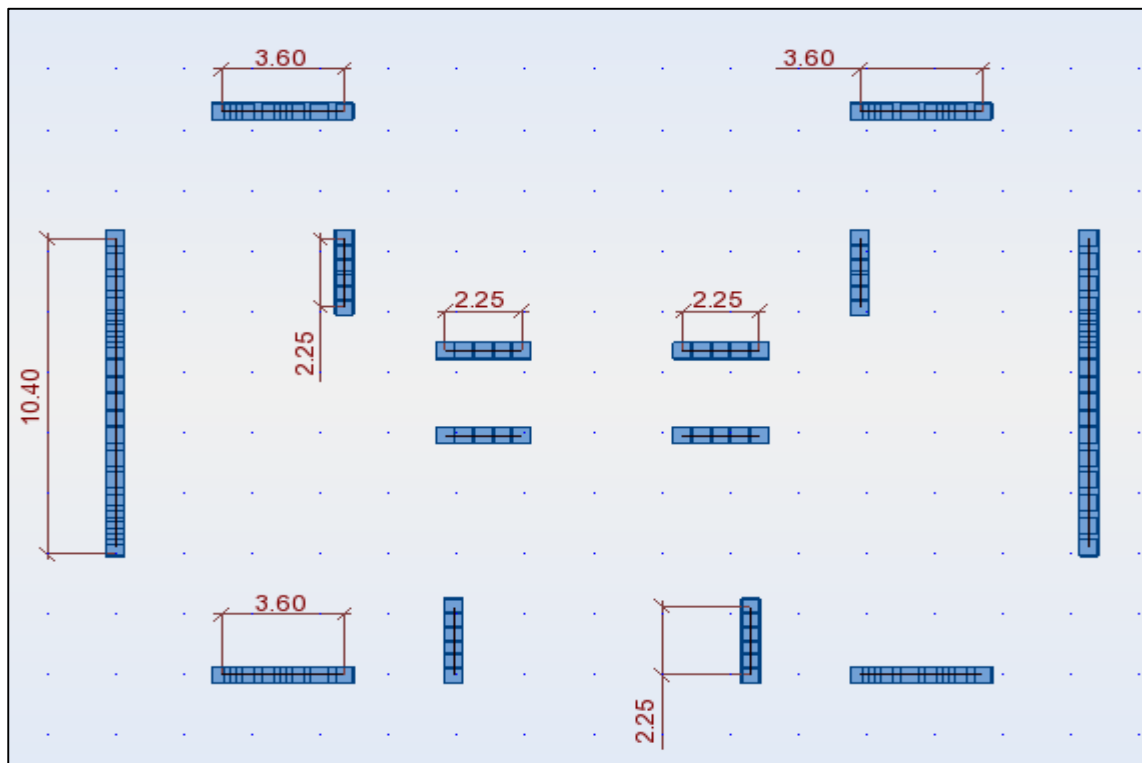


Figure VII.3: Disposition des voiles de contreventement.

❖ Exemple de calcul ; Voile le plus sollicité

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 386 = 200.20 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 200.20 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 34.67$$

$\lambda = 34.67 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$  le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot » on a tiré les sollicitations maximales :

2- Calcul du ferrailage :

➤ Sens x-x :

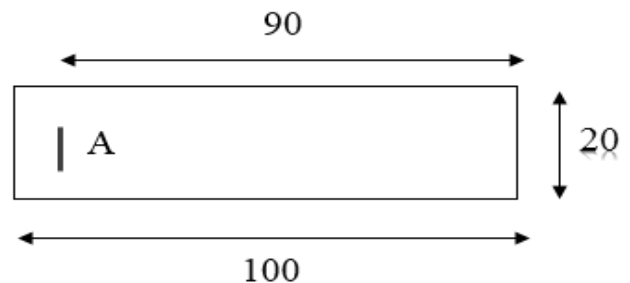
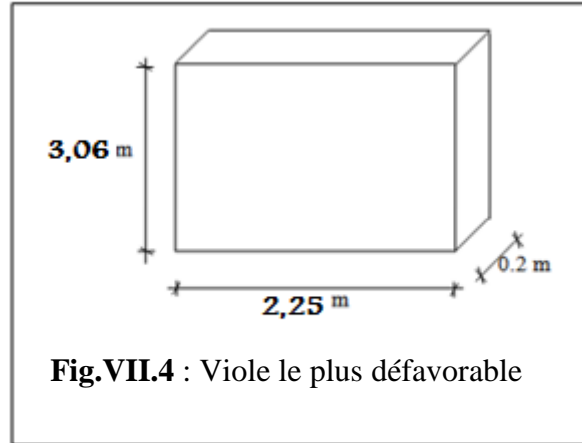
$$\begin{cases} N_z = 662.12 \text{ KN} \\ M_x = 110.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de largeur).

-calcul de l'excentricité :

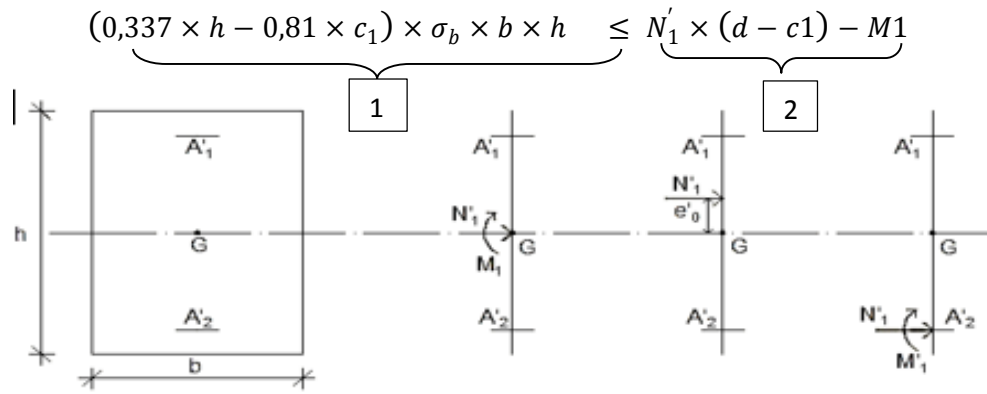
$$e = \frac{110.91}{662.12} \times 100 = 16.75 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 100 - 0.81 \times 10) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 756736 \text{ N.m.} \end{aligned}$$



**Figure.VII.5** : Section du calcul de voile suivant l'axe xx





**Figure VII.6** : Position de  $N'_1 M'_1$  et  $M_1$  sur la

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left( 16.75 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 375753.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (90 - 10) \cdot 10^{-2} - 375753.1 = 153942.9 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$ .

**3- Vérification de l'existence de  $A'$  :**

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{375753}{14.78 \times 20 \times (90)^2} = 0.157$$

$$\mu = 0.157 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.215$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.914$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{375753.1}{400 \times 0.914 \times 90} = 11.42 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 11.42 - \frac{662120}{100 \times 400} = -5.13 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2 / m_L$$

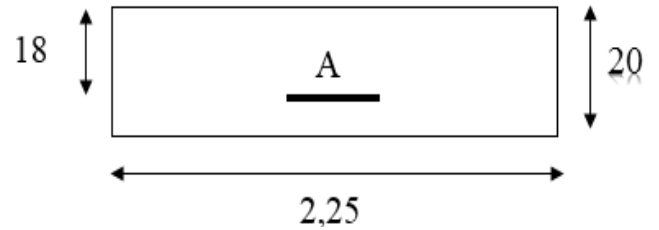
$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3\text{cm}^2 / m_L$$

- Choix :

$$5T12/m_L \rightarrow A = 5.65\text{cm}^2/m_L.$$

➤ Sens y-y :

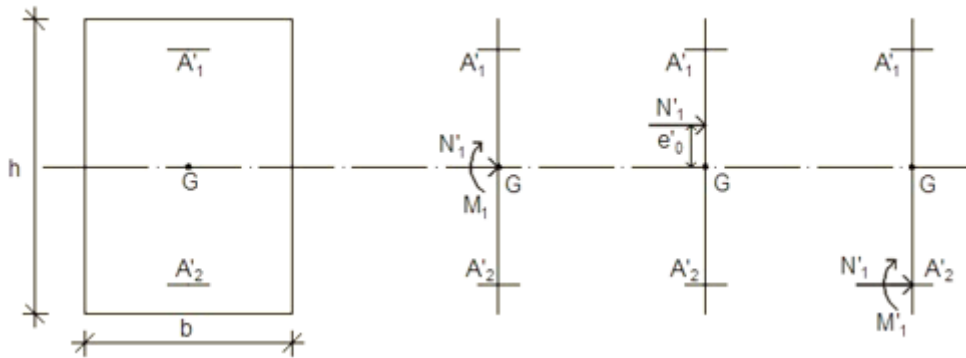
$$\begin{cases} N = 662.12\text{KN} \\ M_y = 2.456\text{KN.m} \end{cases}$$



**Figure.VII.7 :** Section du calcul de voile suivant l'axe yy

- ✓ Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$



**Figure VII.8 :** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale

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

4- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{2.456}{662.12} \times 100 = 0.4\text{cm} \leq \frac{h}{2} - c = 40\text{cm}.$$

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 151347.2 \text{ N.m.}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left( 0.4 + \frac{20}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 55618.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 55618.1 = 50321.12 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$ .

#### 5- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55618.1}{14.78 \times 20 \times (18)^2} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.154$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.938$$

#### • Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{55618.1}{400 \times 0.938 \times 18} = 8.23 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.23 - \frac{662120}{100 \times 400} = -8.23 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

#### • Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

#### • Choix :

$$5T12/\text{m}_L \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Le choix des armatures :

**Sens x-x :** les armatures verticales : deux nappes de 5T12 / m<sub>L</sub>

**Sens y-y :** les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 / m<sub>L</sub>

- L'espace minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

- $S \leq \min (1.5x_a ; 30\text{cm})$
- $S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ , alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30\text{cm}$ .

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

### 3- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}, 5\text{MPa}\right) = 3.478\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} ; T = 1.4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 75.28 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0.59\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

- Espace des armatures transversales :

$$S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement :  $S = 20\text{cm}$ .

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\eta - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de béton})$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{m}{0.9 \times f_e} \Rightarrow At \geq \frac{m}{0.9 \times f_e} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{0.59}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{r\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{r\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.59}{2} \Rightarrow A_{r\min} = 0.3 \text{ cm}^2$$

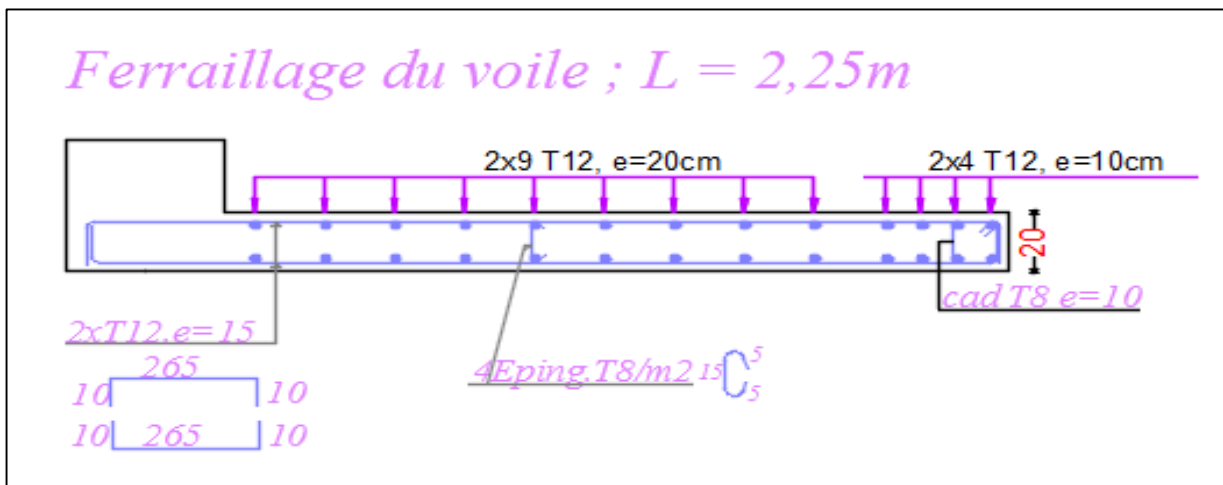
$$At = \max(A_{at}; A_{r\min})$$

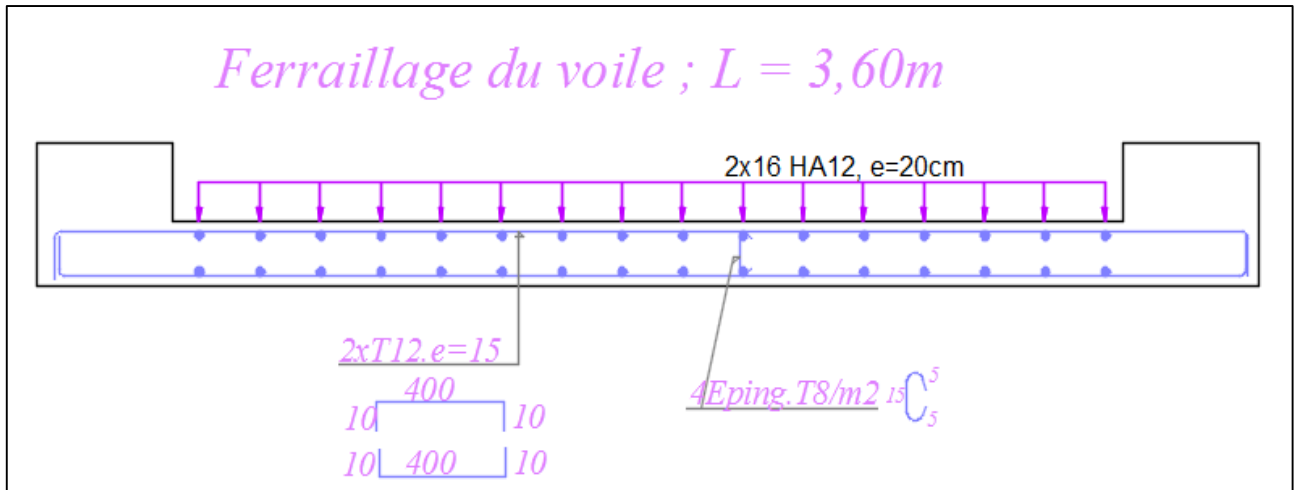
$$At = \max(0.65 \text{ cm}^2; 0.3 \text{ cm}^2) = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.00 \text{ cm}^2$$

**DESSIN DE FERRAILLAGE**





**Fig IIV 9** :Ferrailage du voile de de contreventement

### VII.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.

$$V_b = 1 \times 3,06 \times 0,15 = 0,459 \text{ m}^2$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0,459 = 11,475 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 \times 11,475 = 15,491 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = PPr = 11,475 \text{ KN}$$

**b) Calcul des poussée des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]**

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_a : \text{coefficient de poussée } K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right).$$

H : hauteur du voile.

$\gamma$  Masse volumique des terres.

$K_p$  : utiliser le tableau de Caquot et Kérisel.

Avec :  $\delta = \frac{2}{3}$  ;  $\varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  : frottement mur /sol).

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » :  $K_a=0,26$

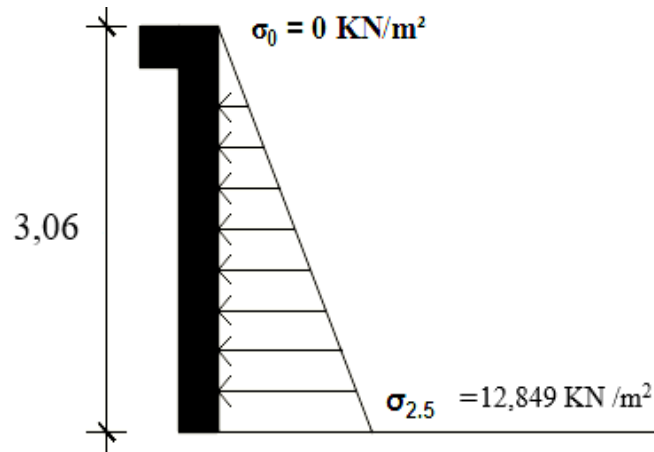
$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

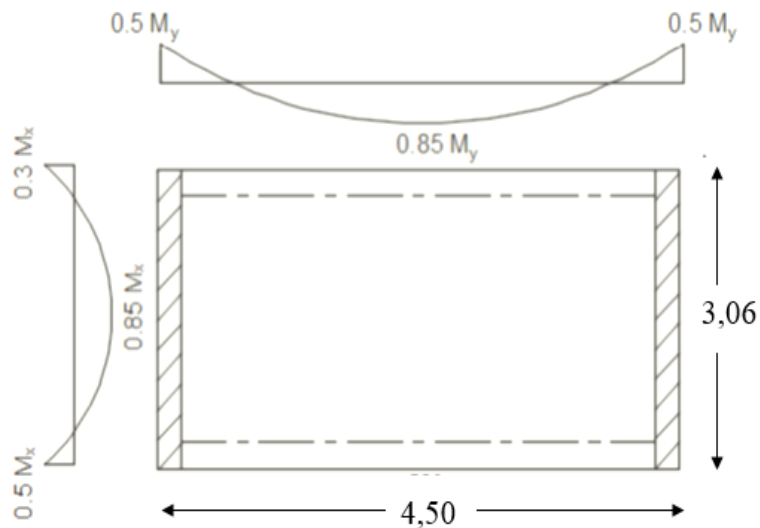
$$h = 2,5 \Rightarrow \sigma_1 = 0,26 \times 17 \times 3,06 = 13,525 \text{ kN/m}^2$$



**Figure VII.10:** 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

$$q = \frac{13,525 + 0}{2} = 6,763 \text{ KN/m}^2$$



**FigureVII.11 :** Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

❖ **Combinaisons fondamentales :**



➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 6,425 \Rightarrow \bar{q}_u = 9,129 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1\text{m} = 6,425 \text{ kN/m}$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 6,425 \text{ kN/m}^2$$

**Calcul des sollicitations :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

$$M_{uy} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{suivant la direction } l_y$$

➤ Etat limite ultime (E.L.S.) :

$$M_{xser} = \mu_{xser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow \text{suivant la direction } l_x$$

$$M_{yser} = \mu_{yu} \times M_{xser} \Rightarrow \text{suivant la direction } l_y$$

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

$$P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{306}{450} = 0,680 \Rightarrow \text{La dalle portant suivant deux directions.}$$

• Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_{xu} \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\rho = 0,680 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0710 \\ \mu_y^u = 0,4034 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 7,981 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 3,227 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\rho = 0,680 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0767 \\ \mu_y^{ser} = 0,5540 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^s 4,614 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{se-} 2,556 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tableau.VII.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>t</sub> [KN.m]</b>	6,784	3,922	2,742	2,172
<b>M<sub>a</sub> [KN.m]</b>	2,394	1,384	0,968	0,766

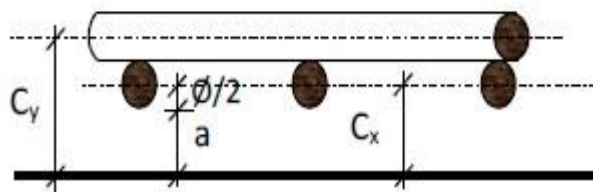
**Calcul des ferrailages :**

➤ Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable => a = 2 cm

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure VII.12:** Enrobage

➤ 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]

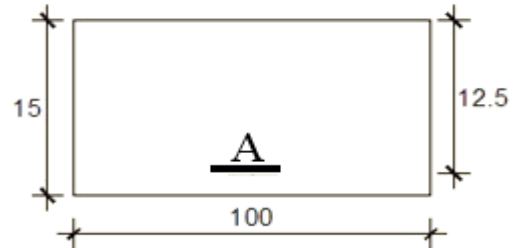
Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min (3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

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

**Remarque :**

Le ferrailage en appui et en travée est le même. On va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ **Sens x-x :**



**Fig.VII.12:** Section de calcul en travée (x-x).

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

$$M_t^u = 6,784 \text{ KN. m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6784}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,237$$

$$\mu = 0,237 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \quad \Rightarrow \quad A' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,343$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,863$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6784}{400 \times 0,863 \times 12,5} = 1,57 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigées par le RPA99/2003 :**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min RPA} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max ( A_{cal} ; A_{\min} ; A_{\min RPA} ) \Rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$( T 12 \Rightarrow e = 25 \text{ cm} )$$

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

$$M_{tx}^{ser} = 3,922 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,825 = 20,62$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 8073,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{SER}}{I} = \frac{3922}{8073,45} = 0,48$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,48 \times 3,79 \Rightarrow \sigma_b = 1,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 58,79 \text{ MPa}$$

**Contrainte admissibles :**

Fissuration préjudiciable  $\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

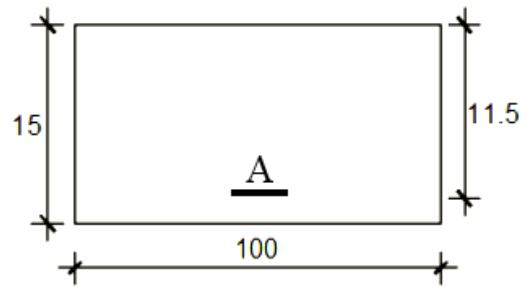
$$\sigma_b = 1,52 < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 63,83 < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures  
calculées à l'E.L.U seront maintenues

❖ Sens y-y :

• **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{yu}^T = 2,742 \text{ KN.m}$$



**Fig.VII.13:** Section de calcul en travée (y-y).

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2742}{14,2 \times 100 \times (11,5)^2} = 0,015$$

$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow$  A' existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2742}{400 \times 0,992 \times 11,5} = 0,60 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

• **Condition exigées par le RPA99/2003 :**

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Choix des armatures :**

$$4T12 \Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T 12 \Rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{tx}^{ser} = 2,172 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,50}{100} = 0,825 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0,825 = 20,62$$

$$y_1 = -D \times \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A(d - D)^2 \Rightarrow I_1 = 8981,24 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{SER}}{I} = \frac{2172}{8981,24} = 0,24$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,24 \times 3,60 = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 28,44 \text{ MPa}$$

Contrainte admissibles :

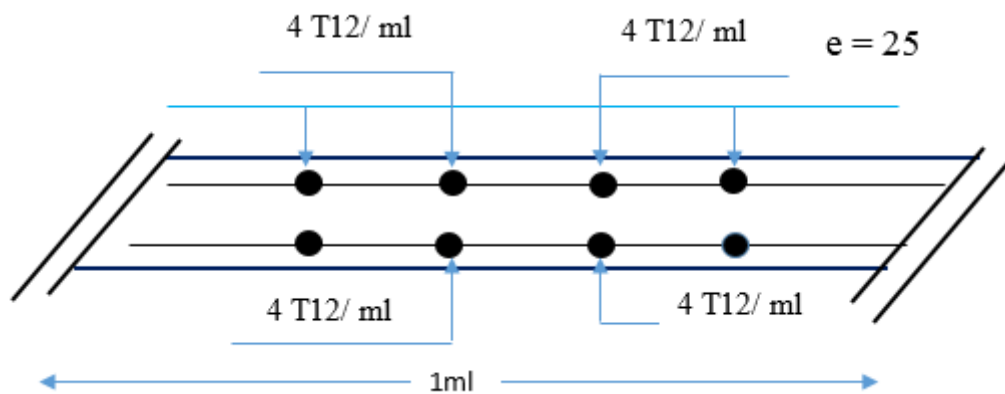
$$\text{Fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right] \Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0,54 < \sigma_b = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 21,27 < \sigma_s = 201,63 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront} \\ \text{maintenues}$$

**Tableau VII.3 :** Tableau de ferrailage du voile périphérique.

sens	ACAL [cm <sup>2</sup> /mL]	Amin [cm <sup>2</sup> /mL]	AminRPA [cm <sup>2</sup> /mL]	Choix	Adopté A [cm <sup>2</sup> /mL]	Espacement [cm]
X-X	1,57	1,2	1,5	4T12	4,52	25
Y-Y	0,60	1,2	1,5	4T12	4,52	25



**Fig.VII.14:** Ferrailage du voile périphérique

# Chapitre : VIII



## Etude des Fondations



## Etude des fondations

### VIII.1. Introduction

#### 1-Généralité :

- Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Suite a l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différente hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

#### VIII.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

#### VIII.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.

##### a) **Fondation profond :**

- Semelles sur puits

- Semelles sur pieux.

**VIII.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

- $1,35+1,5Q$
  - $G + Q$
- [DTR/A.2.3.3.1]

- Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC5 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC6 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{ [RPA99(V2003)/10.1.4.1]}$$

- L'état limite de service

$$ELS \rightarrow G + Q$$

**VIII.2- Calcul des semelles :**

**VIII.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.

**VII.2.2- Pré dimensionnement :**

- Semelle centrale :

$$N_u = 1997.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{Sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma}_{Sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \cdot \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{Sol}} \end{array} \right.$$

Avec : a = 55 cm ; b = 55 cm

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{Sol}}} = \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{199747}{2,5}}$$

B = 282,33 cm

$$A = \left(\frac{55}{55}\right) \times B \Rightarrow A = B$$

On prend : B = 300cm ⇒ A = 300 cm

Vu la grandeur des efforts acheminés par la structure au sol, ainsi le type de ce dernier (sol de moyenne résistance  $\overline{\sigma}_{Sol} = 2.5 \text{ MPA}$ ) 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.

**VIII.3) Etude du radier :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

**Remarque :**

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d’action suivantes :

❖ **L’état limite ultime de résistance :**

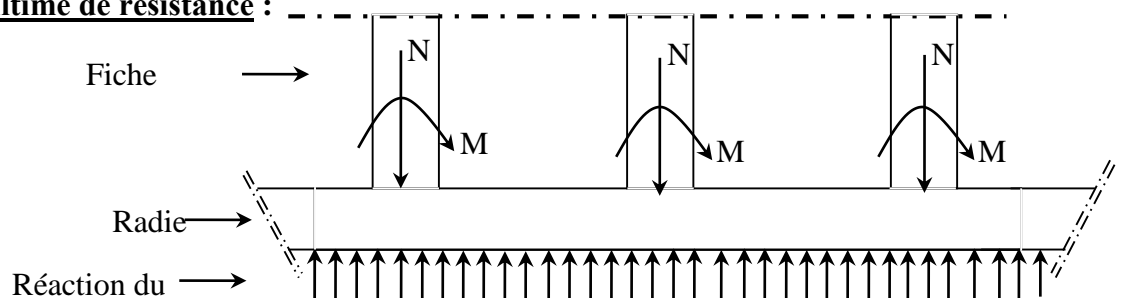


Fig.VIII. 2: Schéma du radier

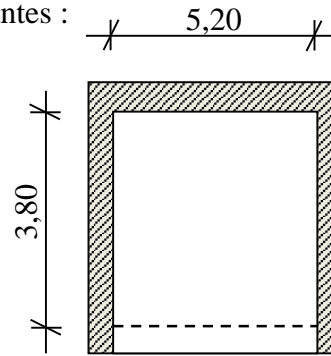
**VIII.3.1) pré dimensionnement du radier :**

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

**➤ Hauteur du radier :**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression , cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnent.

**1) Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

**Fig.VIII. 3: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité**

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=5.20m \Rightarrow 0.65m \leq h \leq 1.04m$$

**2) Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=50MN/m^3$  [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Yong du béton ( $E=3.10^4$  Mpa) ;

I : inertie du radier ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L = 4.70m.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5.2}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.84m$$

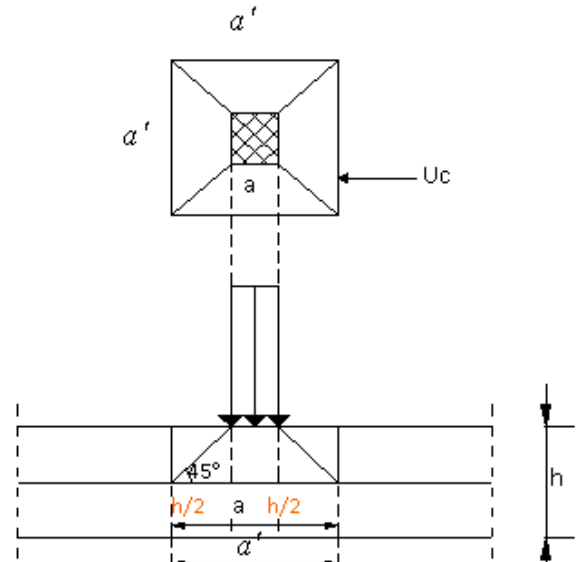


Fig.VIII .4: Dimensionnement du feuillet f moyen

3) **Condition de non cisaillement :** [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible ;

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max.

$$T_u^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

1. Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

**Calcul  $q_u$  :**

La surface du radier est de :

Le poids de superstructure à l'ELU (à partir de fichier Robot) :

$$P = 116187.62KN$$

$$S_R = S_r + S_{\text{déboisement}}$$

$$S_r = 639,122 \text{ m}^2$$

$$q^u = \frac{P}{S}$$

$$q^u = 181,79 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 363,58 \text{ KN} ; \quad T_y = 323,82 \text{ KN} ; \quad T^{max} = 363,58 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{363,58}{0,9 \times 1 \times 1,17 \times 10^3} = 0,34 \text{ m} \Rightarrow h \geq 34 \text{ cm}$$

**4) Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1) \quad \text{avec :}$$

$U_c$  : périmètre du contour cisailé sur le plan **moyen du radier** ;

$h$  : épaisseur du radier ;

$N_u$  : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

**Pour notre structure,**

$N_{u \max} = 1997,47 \text{ KN}$  appliquée par un poteau de section carré (55x55) cm<sup>2</sup>

$$U_c = 4(a')$$

Avec :

$$a' = a + h$$

Donc :

$$U_c = 4(a+h) = 4(0,55+h) = 2,2+4h$$

**L'inégalité (1) devient :**

$$1650h + 3000h^2 - 1997,47 \geq 0$$

$$H = 0,59 \text{ m}$$

**Remarque :**

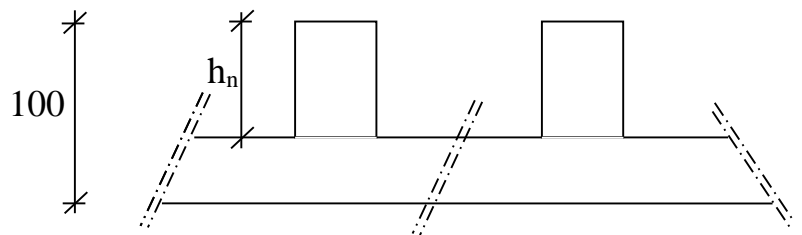
Pour satisfaire les quatre conditions, et pour tenir en compte les effets de l'action du séisme on prend  $h = 100 \text{ cm}$

• La hauteur des nervures :  $h_n$

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

On prendra  $h_n = 60 \text{ cm}$ .

• Epaisseur de la dalle :



**Fig.VIII. 5:** Dimension du radier.

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{520}{20} = 26\text{cm}$$

On prendra  $e = 40\text{cm}$

**VIII.3.1-Pré dimensionnement des poutres :**

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales ;
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} \text{ et } b_1 \leq \frac{L_x}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$L_x = 520 \text{ cm} ; L_y = 380 \text{ cm.}$$

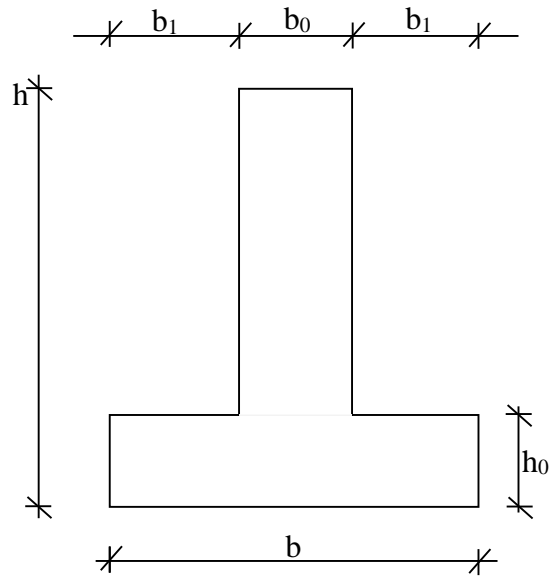
$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_y - b_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right)$$

$$b_1 = \left( \frac{380 - 50}{2} , \frac{520}{10} \right)$$

$$b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$b = b_1 + 2 \times b_0 = 45 * 2 + 50$$

$$b = 140 \text{ cm}$$



**Fig.VIII.6:Dimensions des poutres**

**Tableau. VIII. 1: Dimensions des poutres.**

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	100	100
h <sub>0</sub> (cm)	40	40
b <sub>0</sub> (cm)	50	50
b <sub>1</sub> (cm)	45	45
b (cm)	140	140

**VIII.3.3- Détermination des sollicitations :****a) Caractéristiques du radier :**

$h = 100 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 60 \text{ cm}$

Surface du radier  $S = 588,65 \text{ m}^2$

$$I_{xx} = 16839,02 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 38819,15 \text{ m}^4$$

$$V_x = 14,50 \text{ m}$$

$$V_y = 9,55 \text{ m}$$

Avec :

$V_x, V_y$  : abscisse du centre de gravité du radier et

$I_{xx}, I_{yy}$  : inerties du radier ;

**b) Calcul du poids du radier:  $P_r$** 

Poids du radier sans poutres :  $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$  ;

Poids des poutres principales :  $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$  ;

Poids des poutres secondaires :  $P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Avec :

$e$  : épaisseur du radier sans poutres ;

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton ;

$L$  : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

$L'$  : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 639,122 \times 0,4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 6391, \text{ KN.}$$

$$P_p = 174 \times 1 \times 0,5 \times 25 \Rightarrow P_p = 2175 \text{ KN.}$$

$$P_s = 171,9 \times 1 \times 0,5 \times 25 \Rightarrow P_s = 2148,75 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow P_r = P_1 + P_p + P_s = 9862,75 \text{ KN.}$$

**d) Combinaisons d'actions :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\text{I) Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35P_R + 1,5Q_R)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$



Avec :

$N_u^1$  : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 116187.62 \text{ KN}$$

$$N_u = 116187.62 + 15391.83 \Rightarrow N_u = 131579.45 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 689527.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 923465.98 \text{ KN.m}$$

$M_x$  et  $M_y$  : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_z \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_z \cdot (y_i - y_g))$$

$M_x$ ,  $M_y$  et  $F_z$  sont donnés par le logiciel Robot ;

$x$ ,  $y$  : abscisses du point d'application de  $F_z$ .

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$(G + Q) + (Pr+Qr)$$

$$N_s = 84898.54 + 11247.5 = 96146.04 \text{ KN.}$$

$$M_x = 367498.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -619883.99 \text{ KN.m}$$

e) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

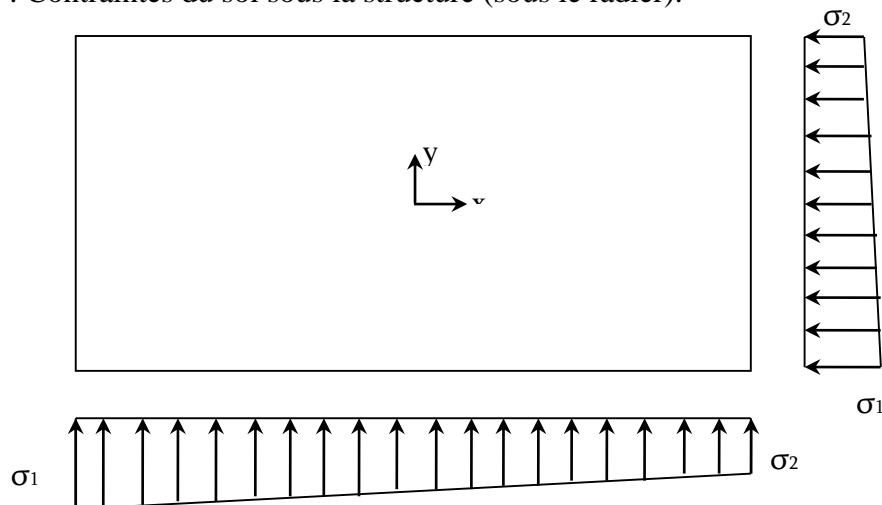


Fig.VIII. 7: Schéma des contraintes

e) Vérification des contraintes du sol :✓ 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) :

$$N_u = 689527.77 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

❖ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{131579.45}{588,65} \pm \frac{6895,2777}{16839.02} \cdot 14.50 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,29 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,29 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,29 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

❖ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{131579.45}{588,65} \pm \frac{9234,6598}{16839.02} \cdot 9,55 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{1,2} = \sigma_1 = 2,29 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,29 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,29 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

➤ **Etat limite service (E.L.S)** :

$$N_s = 96146.04 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

**Sens X-X** :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{96146,04}{588,65} \pm \frac{3674.9812}{16839.02} \cdot 14,50 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,66 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,66 \text{ bars}$$

**Sens Y-Y** :

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[ \frac{96146,04}{588,65} \pm \frac{6198.8399}{38819,15} \cdot 9,55 \right] \times 10^{-2}$$

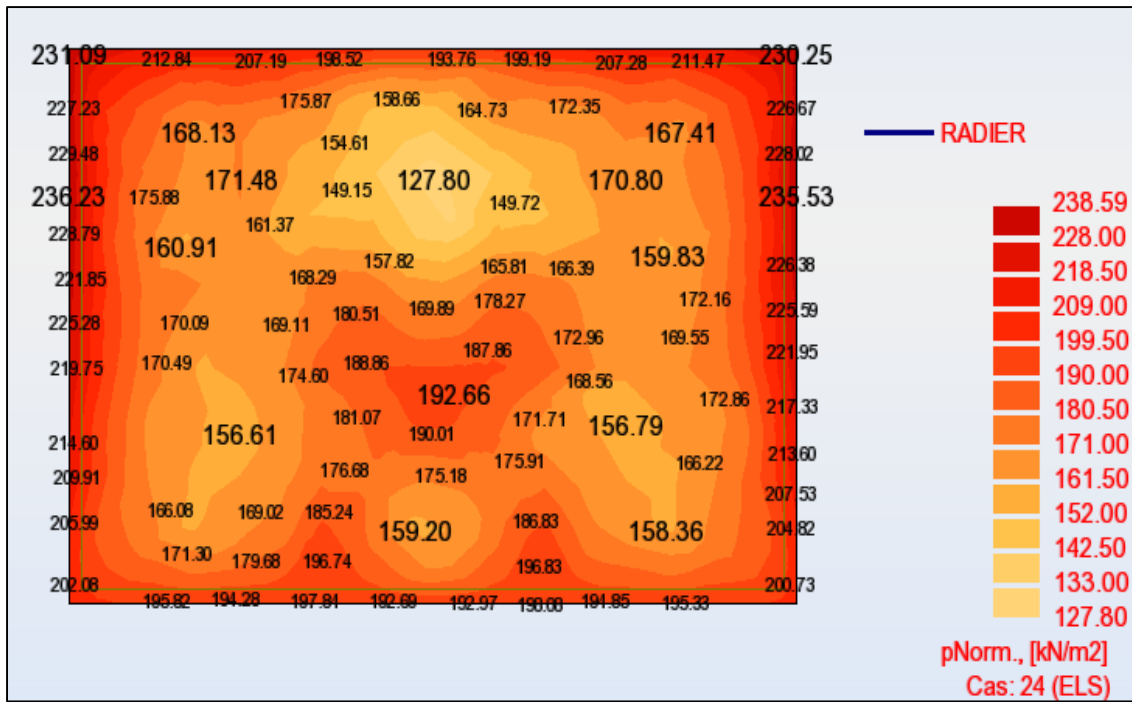
$$\sigma_1 = 1,63 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\sigma_2 = 1,63 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,63 \text{ bar}$$

Le système de fondation est constitué d'un radier général, le model de calcul est « Coque » avec la méthode des éléments finis implémenté dans le logiciel Robot structural Analysis.

Le radier est calculé comme une dalle pleine renversée appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical  $K_z = 2,2739 \text{ Kg/cm}^3$  (valeur donnée par le rapport géotechnique).



**Fig.VIII 8** : Distribution des contraintes à l'ELS

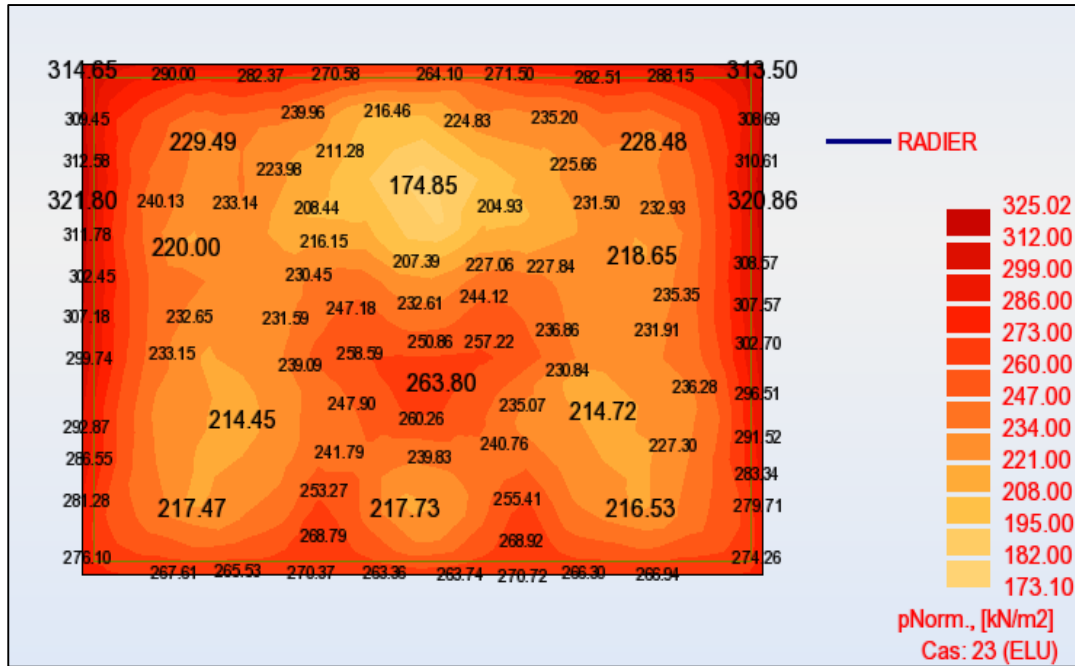
$\sigma_{max} = 2,38\text{Bar} < 2,50\text{Bar} \Rightarrow$  Condition vérifiée

$\sigma_{max} = 3,2 \text{ KN /m}^2$

$\sigma_{min} = 1,75 \text{ KN /m}^2$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 2,38 + 1,27}{4} = 2,10\text{KN /m}^2 \leq \bar{\sigma}_{adm}$$



**Fig.VIII 9** Distribution des contraintes à l'ELU

$\Rightarrow \sigma_{\max} = 3,25\text{Bar} < 3,75\text{Bar} \Rightarrow$  Condition vérifiée

$$\sigma_{\max} = 3,25 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,75 \text{ KN /m}^2$$

La contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * 3,25 + 1,75}{4} = 2,87 \text{ KN /m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

**g) 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 ;

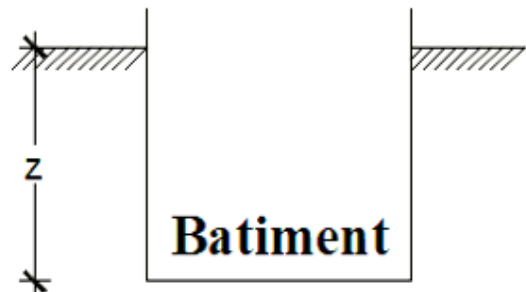
**S** : Surface d'assise du bâtiment ;

**Z** : L'ancrage.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

$$P = P_{\text{Bâtiment}} + P_{\text{radier}}$$



**Figure VIII.10:** L'encrage de la structure.

$$P = 78236,64 + 9862,75 = 88099,36\text{KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 10 \times 4,34 \times 588,642 = 37031,468\text{KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$  La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement

**VIII.4) Ferraillage du radier :**

**VIII.4.1) Ferraillage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Etant donné que nous avons utilisé un logiciel très performant qui permet d'obtenir la distribution des efforts du radier sous forme de cartographie, on a donc récapitulé l'ensemble des résultats sur les tableaux suivants :

Résultat de distribution des moments sur la dalle

**Sollicitations de calcul**

**Tableau VIII :2- récapitulatif des moments Mxx [KN.m]**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	M.appuis	M.Travée	M.appuis	M.Travée	M.appuis	M.Travée
<b>Radier</b>	-165.23	138.90	-131.96	97.43	-155.70	221.29

**Tableau VIII :3- récapitulatif des moments Myy [KN.m/m]**

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M.Radier KN/m</b>	-190.65	111.64	-172.87	121.88	-90.09	142.05

Le calcul des armatures de la dalle du radier se fait en flexion simple d'une section de 100cmX40cm, pour faciliter les calculs on a utilisé l'application « Robot Expert », le principe est d'introduire les dimensions de la section ; type de sollicitation et les moments fléchissant.

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

(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

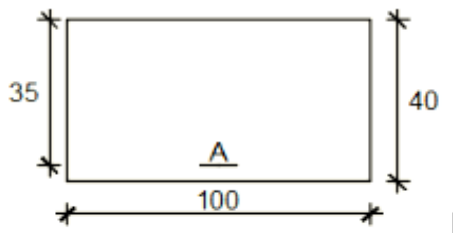
$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

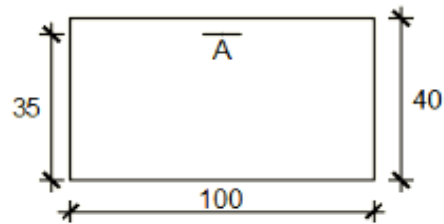
$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

a. Section de Calcul :

❖ Sens X-X :



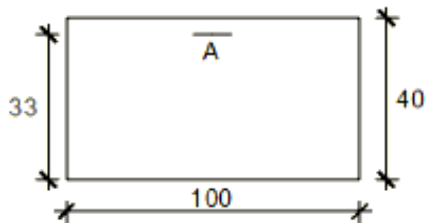
En appuis



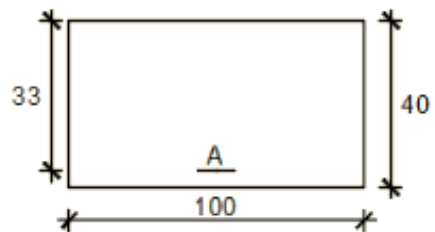
En travée

**Fig.VII.12:** Section de calcul dans le sens xx

❖ Sens-Y-Y :

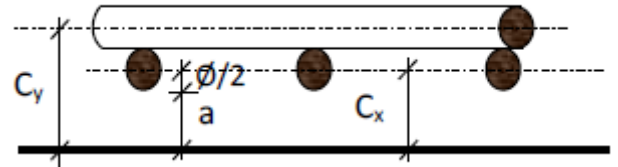


En travée



En appuis

**Fig.VII.13:** Section de calcul dans le sens yy.



**Figure VIII.11:** Enrobage.

- Calcul de Section d'armateur en Traveé ( Nappe Superieure).

❖ 1-Sens X-X :

$$Mt_x^u = 138.90 \text{KN. m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{138900}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ 'n' existepas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,102$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,960$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mt_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{138900}{348 \times 0,960 \times 35} = 11,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 11,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$5T20/\text{ml} \rightarrow A = 15,71 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$Mt_x^{\text{ser}} = 97.43 \text{KN.}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,71}{100} = 2,36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,36 = 165,2 \text{ cm}^2$$



$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,36 + \sqrt{2,36^2 + 165,2} = 10,70 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10,70^3}{3} + 15 \times 15,71 \times (35 - 10,70)^2 = 179983,74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{97430}{179983,74} = 0,54$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,54 \times (35 - 10,70) = 197,883 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{97430}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0039$$

$$\mu_1 = 0,0039 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,859 \\ K_1 = 34,50 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{34,50} = 5,84 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{97430}{201,63 \times 0,859 \times 35} = 16,07 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T20/ml \rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

a) **En appuis :**

$$M_x^u = 165,23 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{165230}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,123$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,950$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{165230}{348 \times 0,950 \times 35} = 14,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 14,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$\text{T16 filante+4T14 /ml} \rightarrow A = 14,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$Ma_x^{\text{ser}} = 131,96 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 14,20}{100} = 2,10 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,10 = 147 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,10 + \sqrt{2,10^2 + 147} = 10,20 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10,20^3}{3} + 15 \times 14,20 \times (35 - 10,20)^2 = 134491,95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{I} = \frac{131960}{134491,95} = 0,98$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.966 \times (35 - 10,20) = 357,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{131960}{201.63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0053$$

$$\mu_1 = 0,0053 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,845 \\ K_1 = 28,48 \end{cases}$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{28,48} = 7,080 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{131960}{201.63 \times 0,845 \times 35} = 22,12 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

**8T16 Filant+4T14 Chapaux /ml  $\rightarrow A = 22,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

(T16  $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$ )

❖ **Sens-Y-Y :**

a) **En trav\u00e9es :**

$$M_t^u = 111.64 \text{ KN/m}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{111640}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,915$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{111640}{348 \times 0,915 \times 33} = 10,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 10,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$6\text{T16/ml} \rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \rightarrow e_p = 15 \text{ cm})$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 121,88 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,81 = 119,46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 119,46} = 9,26 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9,26^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (33 - 9,26)^2 = 128420,42 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{121880}{128420,42} = 0,94$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,96 \times (33 - 9,26) = 341,856 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être calculé à l'ELS.}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{t_y}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{121880}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0055$$

$$\mu_1 = 0,0055 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,884 \\ K_1 = 28,10 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{28,10} = 7,18 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{t_y}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{121880}{201,63 \times 0,884 \times 33} = 20,72 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$7T20/ml \rightarrow A = 21,98 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

➤ **En appuis :**

➤  $M_{a_y}^u = 190,65 \text{ KN.m}$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

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

$$\mu = \frac{M_{a_y}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{190650}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,123$$

$$\mu = 0,123 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,165$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,934$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{190650}{348 \times 0,934 \times 33} = 17,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400} : A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 17,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$6T20 \rightarrow A = 18,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 121,88 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18,84}{100} = 2,78 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 2,78 = 181,5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,78 + \sqrt{2,78^2 + 181,5} = 10,79 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10,79^3}{3} + 15 \times 18,84 \times (33 - 10,79)^2 = 181275,95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{121880}{181275,59} = 0,67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,67 \times (33 - 10,79) = 223,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{121880}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0056$$

$$\mu_1 = 0,0027 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,883 \\ K_1 = 27,73 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{27,73} = 7,27 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_y^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{121880}{201,63 \times 0,883 \times 33} = 20,77 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

4T20 → e=15 cm Filantes +4T16 e= 15 cm /ml → A = 20,60cm<sup>2</sup>/ml

(T16 → e = 15cm)

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 25.00 (MPa)**

**Acier: fe = 400.00 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :

$$b = 100.00 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.00 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.00 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.00 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	138.90	0.00
Etat Limite de Service	121.88	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	221.29	0.00

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 15.50 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 0.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3.56 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $r = 0.44 \text{ (\%)}$

minimum  $r_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas:**❖ **1<sup>ere</sup> Cas ELU :**

**$M_{\text{max}} = 138.90 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1.58      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5.95 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 32.62 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $e_b = 2.05 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $e_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434.78 \text{ (MPa)}$

❖ **2<sup>ere</sup> Cas ELS :**

❖  **$M_{\text{max}} = 121.88 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 10.64 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 31.45 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 7.28 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.00 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 250.00 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :  $r s_s \text{ lim} = 250.00 \text{ (MPa)}$

❖ **3<sup>ere</sup> Cas ELA :**

**$M_{\text{max}} = 221.29 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1.15      Pivot: A



Position de l'axe neutre:  $y = 5.24$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 32.90$  (cm)

Déformation du béton:  $e_b = 1.76$  (‰)

Déformation de l'acier:  $e_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 500.00$  (MPa)

### Choix des armatures :

T14 e=15cm Filantes + T12 e=15cm de renforcement = 18,69cm<sup>2</sup>/m

### Calcul de Section d'armature en appuis [NAPPE INFÉRIEURE]

#### ❖ 2-Sens-Y-Y

#### 3. Moments appliqués:

	<b>M<sub>max</sub></b> (kN*m)	<b>M<sub>min</sub></b> (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-190.65	0.00
Etat Limite de Service	-172.87	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	-155.70	0.00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.00$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 22.39$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.00$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0.64$ (%)		
minimum	$r_{\text{min}} = 0.10$ (%)		

##### Analyse par Cas:

#### ❖ Cas ELU

**M<sub>max</sub> = -190.65 (kN\*m)    M<sub>min</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.61    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 8.59$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31.56$  (cm)

Déformation du béton:  $e_b = 3.25$  (‰)

Déformation de l'acier:  $e_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434.78$  (MPa)

❖ Cas ELS

$M_{\max} = -172.87$  (kN\*m)     $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 12.34$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 30.89$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 9.07$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.00$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 250.00$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250.00$  (MPa)

❖ Cas ELA :

$M_{\max} = -155.70$  (kN\*m)     $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.30    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 7.57$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31.97$  (cm)

Déformation du béton:  $e_b = 2.76$  (‰)

Déformation de l'acier:  $e_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 500.00$  (MPa)

Choix des armatures :

**T16 e=15cm Filantes + T14 e=15cm de renforcement = 24,85cm<sup>2</sup>/m**

**VIII.4.2- Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50 cm de chaque côté

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 247 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 247 \times 1\text{m}_L = 247 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -247 \times \frac{0,50^2}{2} = -30,875 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{30875}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,021$$

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

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{30875}{348 \times 0,991 \times 36} = 2,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

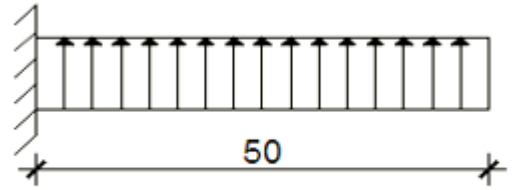
$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

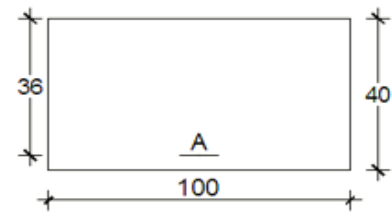
• Choix des armatures :

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \rightarrow e = 20\text{cm})$$



**Figure VIII.14:** Schéma statique du débordement.



**Figure VIII.15:** Section de calcul.

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

$$\sigma_m = 210 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 210 \times 1\text{m}_L = 210 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -210 \times \frac{0,50^2}{2} = -26,25 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 8,05^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,05)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{26500}{107617,56} = 0,25$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2,125 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,25 \times (36 - 8,05) = 104,7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

**Remarque :**

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

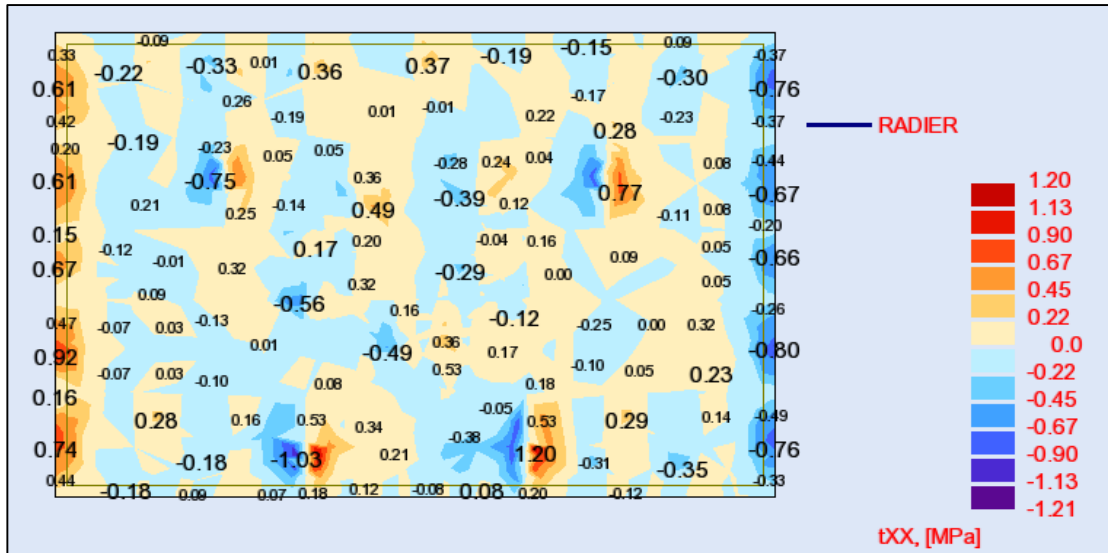
$$T_u^{\text{max}} = q_u \times L = 247 \times 0,5 = 123,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{123500}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,34 \text{ MPa}$$

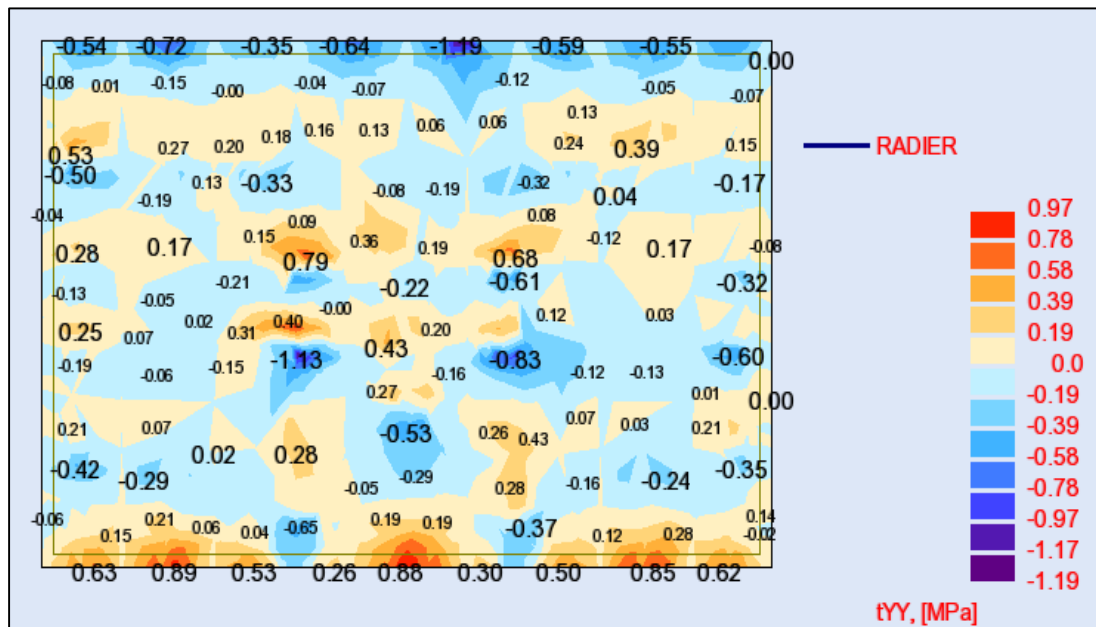
Fissuration préjudiciable:  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**A) Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes [BAEL A.5.2.2]**



**FigurVIII :16** -Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{xx}$



**Fig.VIII 17** : Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{yy}$

Niveau	Contrainte de cisaillement $\tau_u$ [MPa]	Vérification $\tau_u < 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$
Radier	<b>1,21</b>	<b>Condition vérifiée</b>

**B)Vérification au non poinçonnement du radier :**

$$P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

 $P_u$  : la charge à l'ELU $a$  ;  $b$  : dimensions du poteau $h$ : hauteur de la dalle du radier**Tableau VIII :4** Impacte du poteau sur la dalle du radier

<b>Poteaux du centre (0,55m x 0,55m)</b>	
$P_u$	2403.23 KN
$a$	0.55 m
$b$	0,55 m
$h$	1,00 m
$U_C$	6,20 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	4650 KN
Vérification : $P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	<b>Condition vérifiée</b>

**VIII.5-Ferraillage des poutres de redressement (Libages)**

pour faciliter les calculs on a utilisé l'application « Robot Expert », le principe est d'introduire les dimensions de la section ; type de sollicitation et les moments fléchissant.

• Sollicitations de calcul

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

En Appuis			En Travée		
MELU(KN.m)	MELS(KN.m)	MACC(KN.m)	MELS(KN.m)	MELS(KN.m)	MACC(KN.m)
<b>711.64</b>	<b>513.80</b>	<b>646.76</b>	<b>-616.43</b>	<b>-475.55</b>	<b>-677.28</b>

• **Tableau VIII.6** : Tableau récapitulatif des Résultat de calcul en flexion simple.

C)Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ adm(Mpa)	Vérification
2.123	2.500	<b>OK</b>

Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification
955430.000	1602000.000	<b>OK</b>

Vérification des armatures inférieures d'appuis		
As (cm <sup>2</sup> )	Vu/(fe/Y's) [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
25.130	21.975	<b>OK</b>

Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	1,3 Fc28 /Yb	Vérification
1910860.000	7.962	21.667	<b>OK</b>

Section	Armature Supérieure cm <sup>2</sup>	Armature Inférieure cm <sup>2</sup>	Choix des armatures
Appuis	<b>0</b>	<b>32,56</b>	<b>4T20Filantes+8T20.Renf</b>
Travée	<b>30.00</b>	<b>0</b>	<b>8T20. Filantes+2T20.Renf</b>
A <sub>min</sub> (RPA)	<b>25</b>		-
A <sub>min</sub> (BAEL)	<b>6,04</b>		-

• Calcul des armatures de peau

$$A = 0,002 \times b \times h$$

$$A = 0,002 \times 100 \times 50$$

$$A = 10 \text{ cm}^2$$

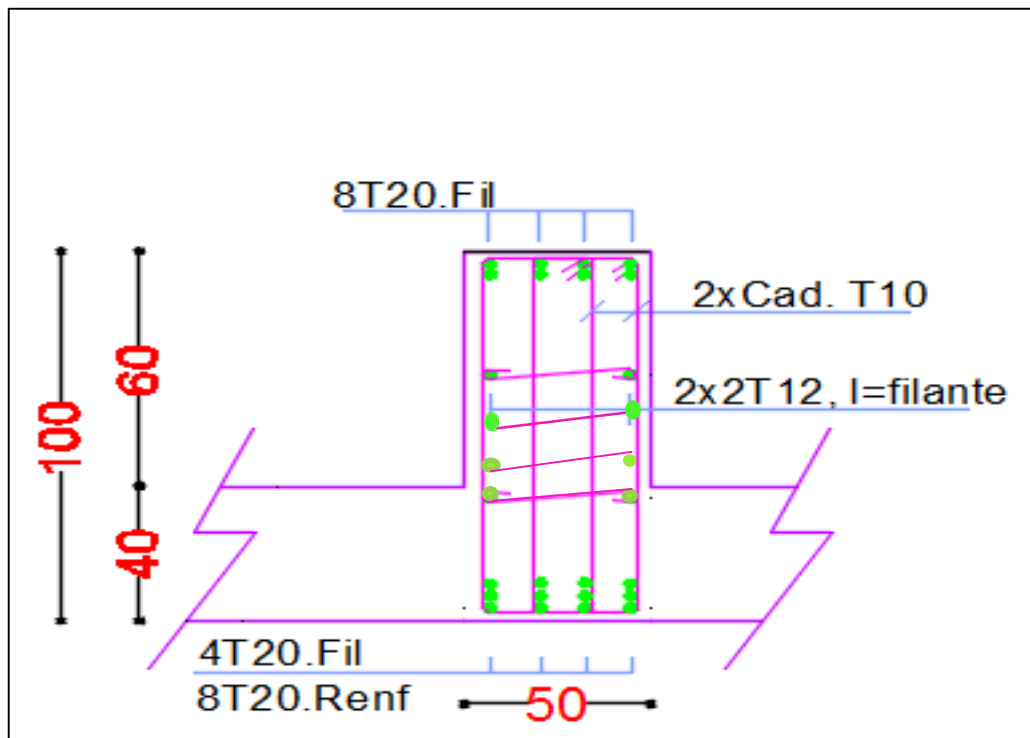
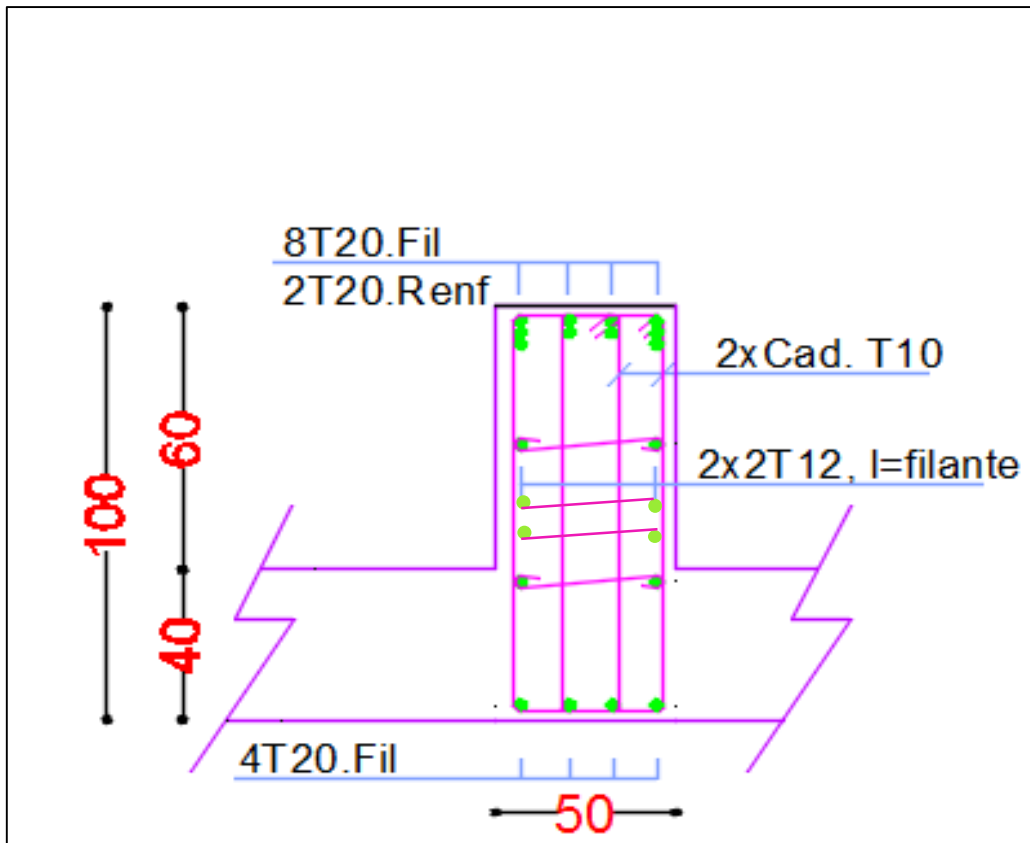
- Choix des armatures :

$$8T14/ml \rightarrow A = 12,32 \text{ cm}^2/ml$$

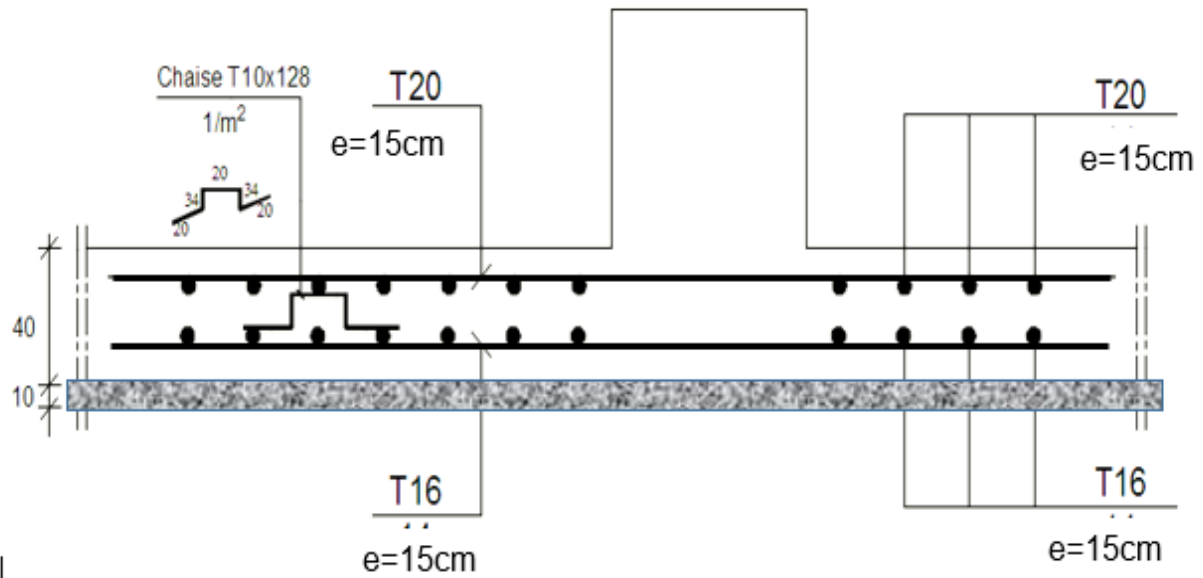
$$(T14 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

<b>Dessin de ferrailage</b>
-----------------------------





FigVIII.18 :dessin de ferrailage d'une poutre du radier



**Fig.VIII.19** : dessin ferrailage de la dalle de radier.

## **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

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 permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

## Logiciels :

- Logiciel ROBOT 2019
- EXCEL 2013
- WORD 2013
- AUTOCAD 2015

## Ouvrages :

- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.
- HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »  
Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.

# 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

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° 03

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° 04

$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\mu_1'$	$\mu_1$	$k_1$	$\rho_1$
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	0,02322	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