



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

Abdelhamid Ibn Badis University of Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Science and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil Engineering Department

N° d'ordre : M/GC/2021



Mémoire de Master académique

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURE

Thème

Etude d'un bloc angle à usage multiple

(Sous-sol + R.D.C + 8 étages)

En béton armé

Présenté par :

- ABDERRAHM Nassima
- MEDELICI DJEZZAR Wassila

Président : MEBROUKI Abdelkader Professeur UMAB Mostaganem

Examineur : MALIKI Mustapha M.C.A UMAB Mostaganem

Encadrant : MEHALA Tewfik M.C.B UMAB Mostaganem

Année Universitaire : 2020 / 2021

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon DIEU de nous avoir aidés à accomplir ce modeste travail.

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

Nous voudrions témoigner notre reconnaissance sincère à notre encadreur Mr. TEWFIK MEHALA qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nous remercions le président ainsi que l'ensemble des examinateurs pour avoir accepté d'examiner ce travail et pour leurs participations au jury.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Enfin, nous ne saurons terminer ces remerciements sans y associer toute personne qui, de près ou de loin, nous apporté son aide ou sa sympathie.

Nassima & Wassifa

Dédicaces

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère BENYAMINA NABILA qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père ABDERRAHIM DJAMEL qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études

A mes très chers frères Amine et Amir.

A mon grand-père EL HADJ BENYAMINA.

A mes grand-mères Senia et Noria.

A toute ma famille, notamment ma tante Salima.

A mon binôme Wassila avec qui j'ai réalisé ce projet de fin d'étude.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

ABDERRAHIM Nassima.

Dédicaces

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère BENLALDJ LINEDA qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père MEDELICI SAMIR qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents

*A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études
A mes très chers frères et soeur Khadidja ,Riad et Youcef .
A mon amie Wiam qui m'a aidé, soutenue et encouragé.
A mon binôme Nassima avec qui j'ai réalisé ce projet de fin d'étude.
Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

Medelci Djeddar Wassila.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté à la commune de Mazagran 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 d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 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, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (08) floors, located in the town of MAZAGRAN in the wilaya of MOSTAGANEM . This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

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

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

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

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 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 SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى للاستخدام السكني والتجاري يتألف من الطابق السفلي والطابق الأرضي بالإضافة إلى (08) طوابق ، ويقع في بلدية مازجران في ولاية مستغانم.

وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية (Iia) وفقا لنسخة RPA99 2003.

وباستخدام اللوائح الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المعززة (RPA99V2003and B.A.E.L91 بصيغتها المعدلة) ، تتألف هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

ونبدأ أولا بالوصف العام للمشروع بعرض خصائص المواد ، ثم تحديد الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيرا هبوط الأحمال.

ويهدف الجزء الثاني إلى دراسة العناصر الثانوية.(عوارض ، سلاالم ، حاجز ، شرفة ، مصعد ، بلاطة صلابة)

وقد بدأت الدراسة الديناميكية للبنية في الجزء الثالث بواسطة برمجيات الروبوت من أجل تحديد ضغوط التحميل المختلفة (الأحمال الدائمة والتشغيلية والاهتزازية).

وفي نهاية المطاف سوف تحسب دراسة العناصر المقاومة للبنية (أعمدة وعوارض وجدران وطوافات عامة) في الجزء الأخير.

الكلمات الرئيسية: البناء ، الخرسانة المعززة ، الروبوت ، المعدلة 99 BAEL91 ، المعدلة RPA99 2003

Sommaire

Introduction	1
--------------------	---

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

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

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1- Introduction	10
II.2- Pré-dimensionnement des poutres	10
II.2.1- Poutres principales	10
II.2.2- Poutres secondaires	11
II.3- Pré-dimensionnement des planchers	11
II.3.1- Plancher à corps creux	11

II.3.2- Plancher à dalle pleine.....	12
II.4- Descente de charges	13
II.4.1- Plancher terrasse inaccessible.....	13
II.4.2- Plancher étage courant.....	14
II.4.3- Dalle pleine du RDC.....	14
II.5- Pré-dimensionnement des voiles	15
II.5.1- Voiles de contreventement	15
II.5.2- voiles périphériques	16
II.6- Pré-dimensionnement des poteaux.....	16

Chapitre III : Etude des planchers

III.1- Introduction.....	25
III.2- Plancher à corps creux	25
III.2.1- Définition.....	25
III.2.2- Détermination des dimensions des poutrelles	25
III.2.3- Ferrailage de la dalle de compression	27
III.2.4- Evaluation de la charge	28
III.2.5- Méthode de calcul	29
III.2.6- Application de la méthode forfaitaire (Plancher Terrasse)	31
III.2.7- Détermination des armatures.....	40
III.2.7.1- Calcul des armatures transversales	44
III.2.8- Vérification de la flèche	46
III.3- Plancher à dalle pleine	50
III.3.1- Méthode de calcul	51

III.3.2- Evaluation des charges et sollicitations.....	52
III.3.3- Application.....	53
III.3.4- Calcul du ferrailage de la dalle pleine.....	56
III.3.5- Vérification des contraintes de cisaillement.....	61
III.3.6-vérification de la flèche.....	62

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1- Etude des escaliers.....	68
IV.1.1- Introduction.....	68
IV.1.2-Terminologie.....	68
IV.1.3 Pré-dimensionnement de l'escalier.....	69
IV.1.4- Descente de charges.....	71
IV.1.5- Calcul du ferrailage.....	76
IV.1.6- Poutre palière.....	79
IV.1.6.1- Pré-dimensionnement.....	79
IV.1.6.2- Evaluation des charges.....	79
IV.1.6.3- Calcul du ferrailage.....	81
IV.2- Etude de l'acrotè.....	84
IV.2.1- Introduction.....	84
IV.2.2- Le rôle de l'acrotère.....	84
IV.2.3-Calcul du ferrailage.....	85
IV.2.4- Détermination des sollicitations.....	85
IV.2.5- Détermination de la section des armatures.....	86
IV.2.6- Vérification des contraintes de cisaillement.....	90
IV. 3- Etude des balcons.....	91

IV.3.1- Descente de charges	92
IV.3.2- Calcul du ferrailage	94
IV.3.3- Vérification des contraintes de cisaillement	95
IV.3.4- Vérification de la flèche	95

Chapitre V : Etude sismique

V.1- Introduction.....	97
V.2- Méthode de calcul	97
V.2.1- Méthode statique équivalente.....	97
V.2.2 - Méthode dynamique.....	99
V.2.2.1- Principe	99
V.2.2.2- Modélisation.....	99
V.2.2.1- Présentation du logiciel.....	99
V.2.3- Etape de modélisation	99
V.3- Interprétation des résultats	101

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1- Introduction.....	114
VI.2- Définition	114
VI.2.1- Poteaux	114
VI.2.2- Poutres	114
VI.3- Ferrailage des portiques.....	114
VI.3.1- Combinaisons d'actions.....	114
VI.3.2- Ferrailage des poutres	114

VI.3.3- Ferrailage des poteaux	122
VI.4- Détermination de la zone nodale	133

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1- Introduction	142
VII.2- Ferrailage des voiles de contreventement	142
VII.2.1- Les armatures verticales	142
VII.2.2- Les Armatures horizontales.....	144
VII.3- Etude des voiles périphérique.....	149
VII.3.1- Détermination des sollicitations	149

Chapitre VIII : Etude des fondations

VIII.1- Introduction.....	157
VIII.1.1- Généralité.....	157
VIII.2- Etude du radier	157
VIII.2.1- Généralité.....	157
VIII.2.2- Pré-dimensionnement du radier	158
VIII.2.3- Pré dimensionnement des poutres.....	162
VIII.2.4- Détermination des sollicitations.....	163
VIII.3- Ferrailage du radier	168
VIII.3.1-Ferrailage de la dalle.....	168
VIII.4- Calcul de Section d'Armature en Travée.....	171
VIII.5- Calcul de Section d'armature en appuis	175
VIII.6- Calcul des Poutres du radier.....	179

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure 1: plan de masse du projet.....	7
Figure 2 : forme du bloc.....	8

Chapitre II : Pré-dimensionnements et descente des charges

Figure3: Section transversale d'une poutre principale.....	10
Figure 4: Section transversale d'une poutre secondaire.....	11
Figure 5 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	11
Figure 6 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	13
Figure 7: coupe transversale du plancher étage courant.....	14
Figure 8: Coupe transversale du plancher RDC.....	14
Figure 9 : Coupe en élévation d'un voile.....	15
Figure 10 : Schéma de la loi de dégression.....	18
Figure 11 : Schéma représentatif d'un étage courant.....	19
Figure12 : Surface afférente au poteau le plus sollicité (poteau 9G).....	20

Chapitre III : Etude des planchers

Figure 13 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	25
Figure 14 : Schéma des poutrelles.....	26
Figure15: Section de calcul.....	26
Figure 16 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 1.....	31
Figure 17 : section de calcul.....	40
Figure18: section de calcul en travée.....	40
Figure 19: Section de calcul en appuis.....	42
Figure 20 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	45
Figure 21 : section de calcul.....	48

Figure 22 : Dimensions d'un panneau de dalle.....	51
Figure 23 : Enrobage.....	51
Figure 24 : Panneau étudiée.....	53
Figure 25 : schéma statique de panneau.....	53
Figure 26 : Section de calcul en travée x-x.....	56
Figure 27 : Section de calcul en appuis (X-X).....	57
Figure 28 : section de calcul en travée (Y-Y).....	59
Figure 29 : section de calcul en appuis (y-y).....	60
Figure 30 : coordonnée de centre de gravité.....	63
Figure 31: Ferrailage de la dalle pleine.....	66

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure 32 : schéma d'un escalier.....	68
Figure 33 : les composants d'un escalier.....	68
Figure 34 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos S/SOL.....	73
Figure 35 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos RDC.....	73
Figure 36 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos Etage courant.....	74
Figure37 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.....	78
Figure 38: Schéma statique de la poutre palière.....	80
Figure 39 : Schéma statique et dimensions d'acrotère.....	84
Figure 40: diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de l'acrotère.....	85
Figure 41 : section de calcul.....	85
Figure 42: Position du point d'application de l'effort normal Nu.....	87
Figure 43: position de centre de calcul.....	88
Figure 44 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	91
Figure 45: Coupe sur les deux balcons.....	91
Figure 46: Enrobage.....	93
Figure 47 : Schéma statique du balcon.....	93

Figure 48: charges uniformément réparties.....	93
--	----

Chapitre V : Etude sismique

Figure 49 : Model 3D du bâtiment.....	100
Figure 50 : Spectre de réponse sismique.....	104
Figure 51 : Disposition des voiles de contreventement.....	104
Figure 52 : Les schémas des déformations modales.....	107
Figure 53 : Les schémas de translation déviée.....	108
Figure 54 : Schéma de torsion.....	109

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Figure 55: ferrailage des poutres.....	121
.Figure 56: Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	125
Figure 57 : Espacement entre les armatures longitudinales.....	127
Figure 58: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	129
Figure 59 : Section réduite du béton.....	130
Figure 60 : Schéma statique 1.....	131
Figure 61 : Schéma statique 2.....	133
Figure 62: Schéma statique 3.....	135
Figure 63 : Schéma statique 4.....	136
Figure 64 : Zone nodale.....	138

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure 65 : Les sollicitations de calcul d'un voile.....	142.
Figure 66 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	144
Figure 67 : exemple de calcul.....	145
Figure 68: Section de calcul.....	145

Figure 69: Section de calcul.....	146
Figure 70: Contrainte du voile.....	149
Figure 71: Panneau de dalle appuie sur 4coté.....	150
Figure 72 : Section de calcul en travée (x-x).....	152
Figure 73: Section de calcul en travée (y-y).....	153

Chapitre VIII : Etude des fondations

Figure 74: Schéma du radier général.....	158
Figure 75: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité.....	158
Figure 76: Dimensionnement du feuillet moyen.....	161
Figure 77: Dimension du radier.....	162
Figure 78: Dimensions des poutres.....	162
Figure 79: Schéma des contraintes du sol.....	165
Figure 80 : Encrage de la structure.....	168

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnements et descente des charges

Tableau 1 : tableau récapitulatif des sections des poutres.....	11
Tableau 2 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.....	15
Tableau 3 : Pré-dimensionnement des voiles.....	16
Tableau 4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	22
Tableau 5 : Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V2003).....	23
Tableau 6 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	23

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau 7 : Evaluation des charges.....	28
Tableau 8 : tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant.....	38
Tableau 9 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchants.....	38
Tableau 10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchants.....	39
Tableau 11 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchants.....	39
Tableau 12 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.....	50
Tableau 13 : Tableau des combinaisons fondamentales.....	52
Tableau 14 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées.....	55

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau 15 : Les charges de la volée.....	70
Tableau 16: Les charges de la volée.....	72
Tableau 17 : Les charges du palier.(s/sol, RDC, les étages).....	72
Tableau 18 : Tableau des moments fléchissant maximum.....	80

Tableau 19 : descente de charges.....	92
Tableau 20 : choix des armatures.....	94

Chapitre V : Etude sismique

Tableau 21 : Valeurs des pénalités P_q	102
Tableau 22 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.....	103
Tableau 23 : Résultat de l'analyse modale.....	105
Tableau 24 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.....	110
Tableau 25 : Valeurs des déplacements inter-étages.....	111

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau.26 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	117
Tableau 27 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres.....	124
Tableau.28 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	129
Tableau.29 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.....	138

Chapitre VII : Etude des voiles

Tableau.30 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	151
--	-----

Chapitre VIII : Etude des fondations

Tableau 31: Dimensions des poutres.....	162
Tableau 32 : Tableau récapitulatif des moments M_{xx} [KN.m/m].....	171
Tableau 33 : Tableau récapitulatif des moments M_{yy} [KN.m/m].....	171
Tableau 34 : Sollicitations de calcul.....	178
Tableau 35 : Résultat de calcul.....	179
Tableau 36 : Vérification vis-à-vis l'effort tranchant.....	179

Liste des symboles

Au : Section d'aciers à l'ELU.
At : Section d'armature transversale.
A : Coefficient d'accélération de zone
B : Aire d'une section de béton.
Br : Section réduite.
B : La largeur (m).
C : Constante de compressibilité.
CT : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
Cu : La cohésion du sol (KN/m²).
Cr : Cohésion réduite.
D : Diamètre.
De : Hauteur d'ancrage équivalente (m).
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : Etat limite de service.
ELU : Etat limite ultime.
E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
Eb : Module de déformation longitudinal de béton.
Ei : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
Es : Module d'élasticité de l'acier.
F : Force.
Fc28 : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
Ft28 : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
F : Coefficient de sécurité = 1.5
G : Action permanente.
H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
Hc : La profondeur critique (m).
I : Moment d'inertie (m⁴)
Q : Charge variable (d'exploitation).
Q : Facteur de qualité .
L : Longueur ou portée.
Lmax : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
M : Moment en général.
Ma : Moment sur appui.
Mu : Moment de calcul ultime.
Mser : Moment de calcul de service.
Mt : Moment en travée.
Ns : Effort normal de service.
Nu : Effort normal ultime
N : Effort normale du aux charges verticales.
NTot : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
St : Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

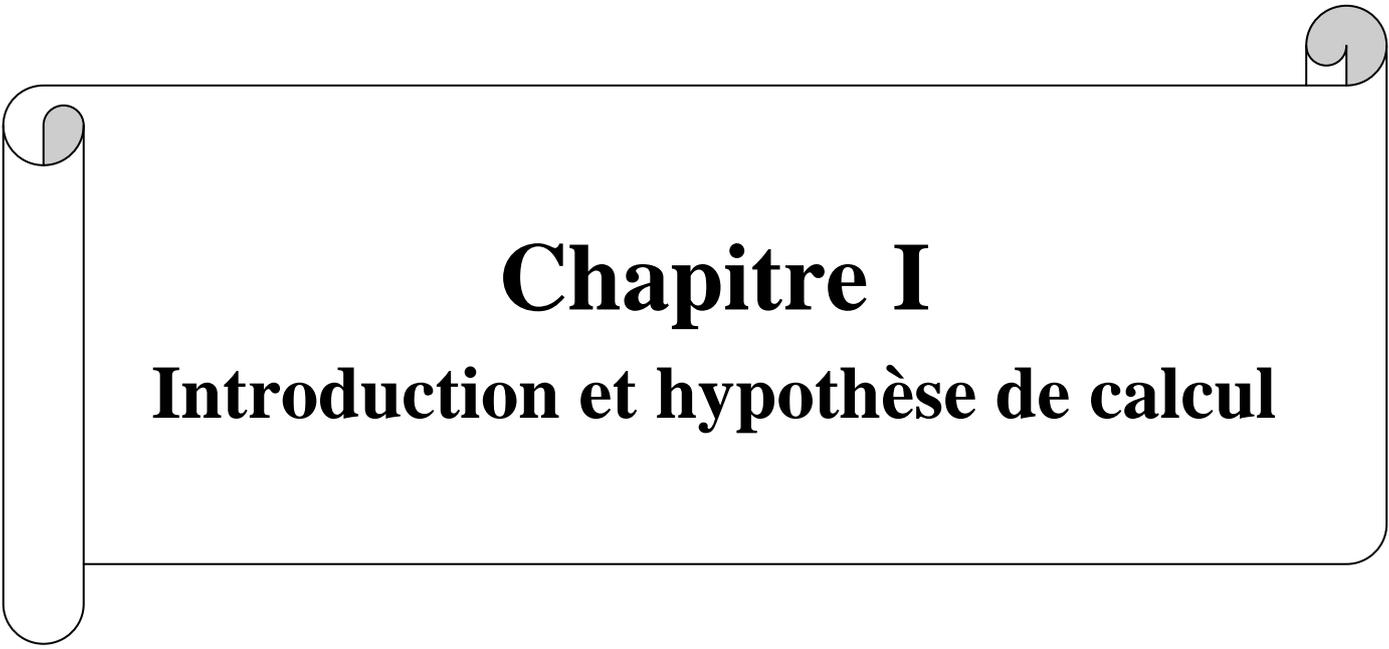
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d' : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
ultim τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
α : Coefficient dépendant de la nature de sol.
u τ : Contrainte de cisaillement (MPa).
η : Facteur d'amortissement.
qu : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.
γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale 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 les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des 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. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the top and right. The text is centered within this scroll.

Chapitre I

Introduction et hypothèse de calcul

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

I.1. Introduction :

L'ingénieur en génie civil doit disposer des connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière réponde à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+8, avec sous sol). Dont le Sous-sol est réservé à stock des marchandises, le RDC abrite des locaux à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3 et F4.

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

I.3. Caractéristiques générales :

I.3.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

➤ **Dimension en hauteur :**

- la hauteur de niveau sous- sol est : 2,50 m
- la hauteur de niveau de RDC est :4,08m
- la hauteur du 1er au 8ème étage est :3,06 m
- la hauteur totale du bâtiment est : 31,06 m

➤ **Dimension en plan :**

- la longueur totale du bâtiment en plan est : 28.34 m
- la largeur totale du bâtiment en plan est : 28.34 m

I.3.2. Caractéristiques géotechniques du sol :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le sol de notre site est constitué sur un site meuble (SITE 3).
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars.
- L'absence d'une nappe phréatique

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

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

I.5. Les sollicitations :

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

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

I.6. Caractéristique des matériaux :

I.6.1. Béton Armé :

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

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

Cette association est efficace car :

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

➤ Composition du béton :

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

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

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

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

➤ Résistance du béton :

❖ À la compression :

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

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

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

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

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

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

❖ À la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2]

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

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

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

Pour : $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$; $f_{tj} = f_{cj}^{(2/3)}$

➤ Contraintes limites de compression :

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

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

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

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

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

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

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

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

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

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

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

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

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

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

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

- Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt{f_{cj}}$$

f_{cj} : exprimée en MPa

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

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt{f_{cj}}$$

f_{cj} : exprimée en MPa

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

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

I.6.2. L'Acier :

La limite d'élasticité f_e :

acier	nuances	F_e (MPa)	Diamètre ϕ
Ronds lisses	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$
Barre H.A	FeE400	400	8,10,12,14,16 et 20
T.S en fils lisses	TLE520	520	TS $\phi \leq 6$

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

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

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa [C. B. A 93/A2. 2. 1]}$$

Contraintes limites :

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

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{(Situation durable et transitoire)} \\ \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{(Situation accidentelle)} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Situation durable et transitoire)} \\ \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

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

La contrainte de traction des armatures est donnée en fonction de type de la fissuration :

1) Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

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

3) Fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min\left[0.5f_e ; 110\sqrt{(\eta \times f_{t28})}\right]$

Avec η coefficient de fissuration : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots\dots\dots \text{Pour les ronds lisses.} \\ \eta = 1.6 \dots\dots \text{pour les HA.} \end{array} \right.$

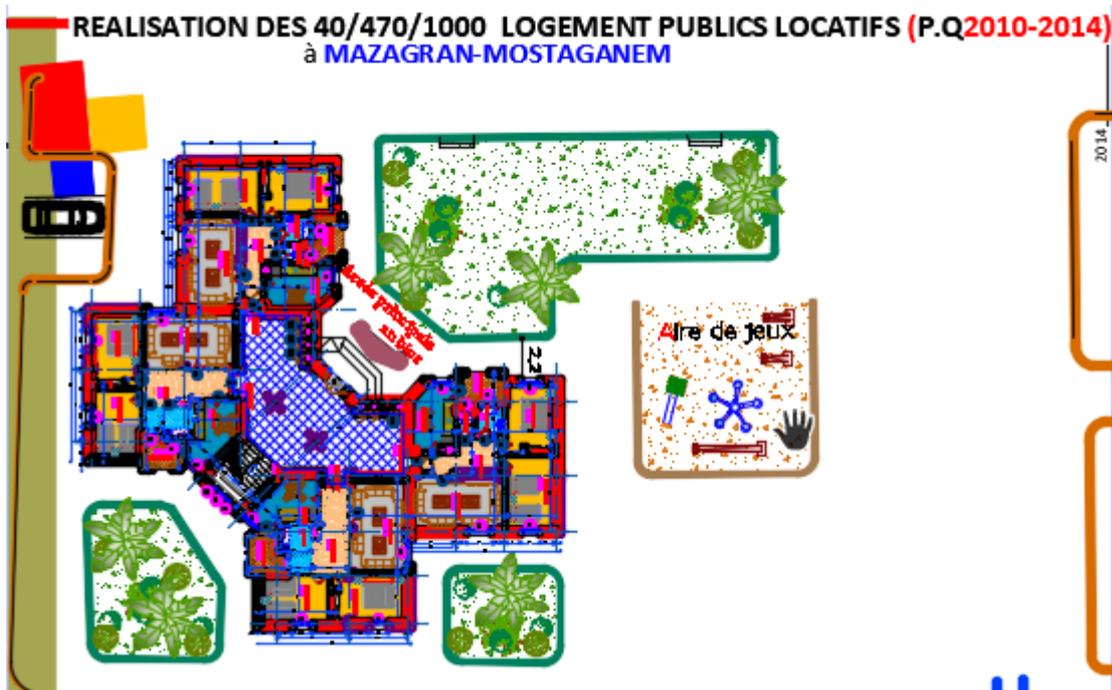


Figure 1: plan de masse du projet

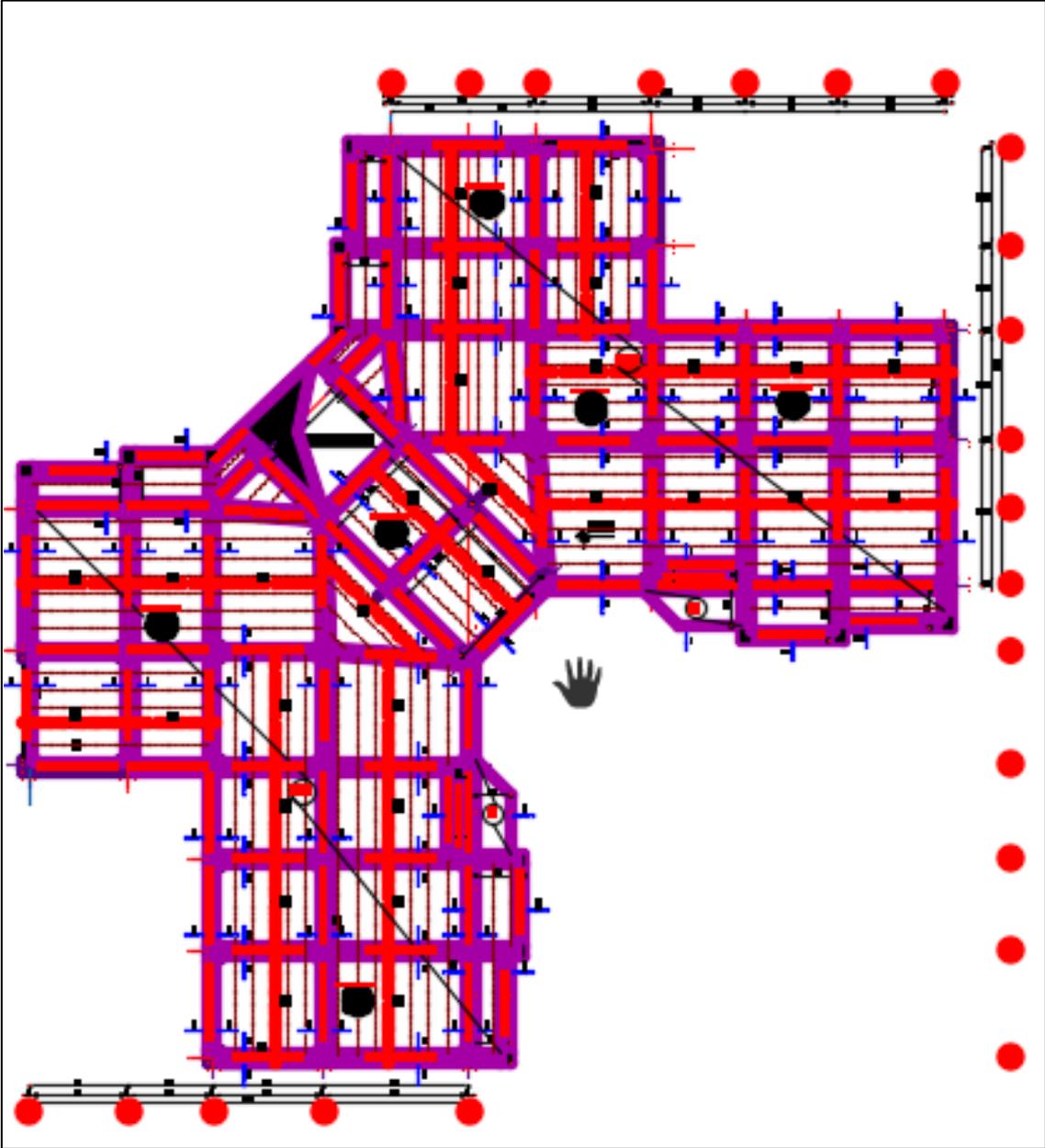
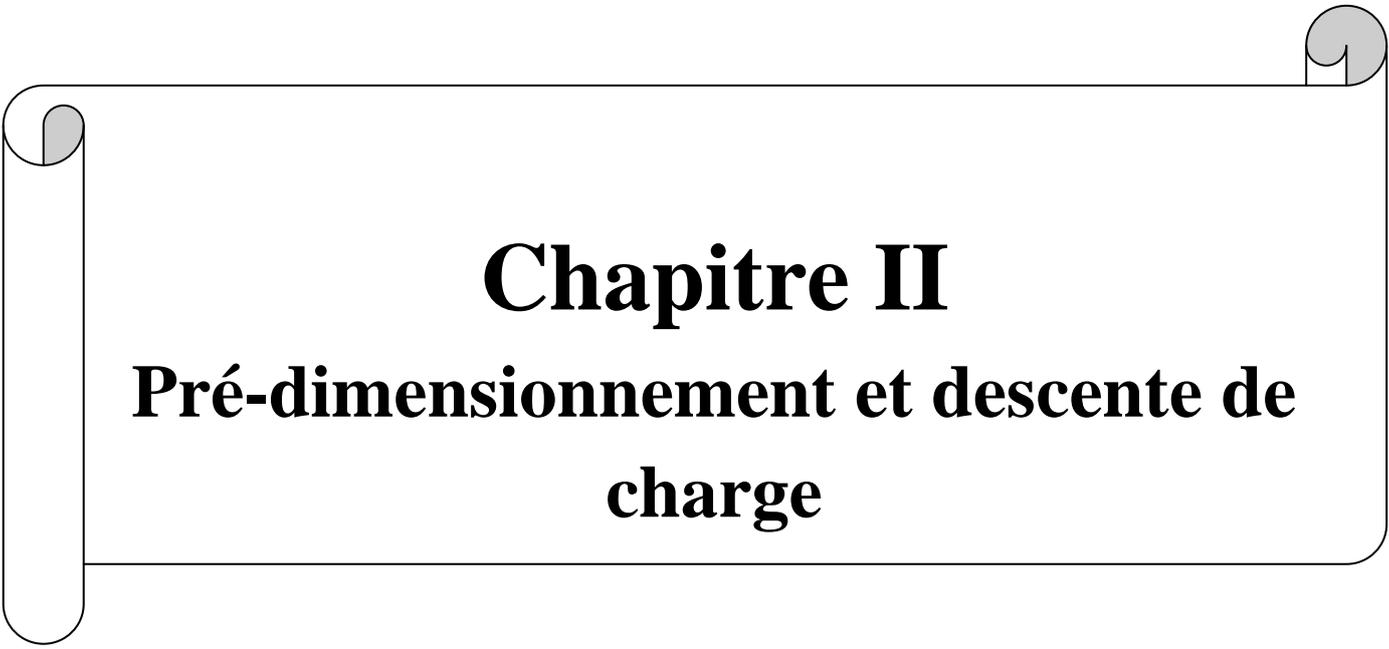


Figure 2 : forme du bloc

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

Chapitre II

Pré-dimensionnement et descente de charge

II. Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL91 et RPA99 (version 2003), pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et de béton.

II.2. Pré-dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules données par le BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 (v2003).

D'après le BAEL91 :

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

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : portée de la poutre.

D'après le RPA99 (v2003) :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

II.2.1. Les poutres principales :

Pour différents travées dans L égale a (444 ; 442 ; 350 ; 336) cm

➤ Selon BAEL91 :

On a : L= 444 cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29,6 \text{ cm} \leq h \leq 44,4 \text{ cm}$$

On prend : **h=35cm**

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

On prend : **b=30cm**

Donc on adopte une poutre principale de section (30×35)cm².

➤ Vérification selon le RPA99 (v2003) :

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

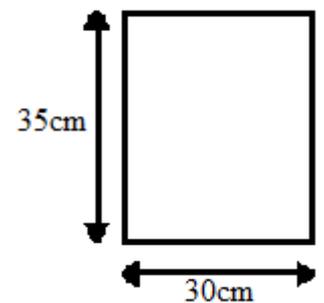


Figure 3: Section transversale d'une poutre principale

Les conditions du RPA99 (v2003) sont vérifiées donc la poutre principale a une section (30×35) cm².

II.2.2. Les poutres secondaires :

Pour différents travées dans L égale a (325 ; 283 ; 290 ;300 ;260) cm

➤ Selon BAEL91 :

On a : L= 325 cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm}$$

On prend : h= 30 cm

$$0.4h < b \leq 0.8h \Rightarrow 12\text{cm} < b \leq 24\text{cm}$$

On prend : b=30cm

Donc on adopte une poutre secondaire de section (30×30)cm².

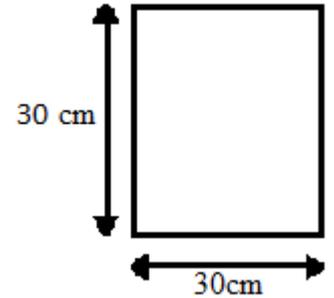


Figure 4 : Section transversale d'une poutre secondaire.

➤ Vérification selon le RPA99 (v2003) :

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les conditions du RPA99 (v2003) sont vérifiées donc la poutre secondaire a une section (30×30) cm².

Tableau 1 : tableau récapitulatif des sections des poutres.

Poutres principales (b x h) [cm ²]	Poutres secondaires (b x h) [cm ²]
(30 × 35)	(30 × 30)

II.3. Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue de deux types de planchers utilisés :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

II.3.1. Planchers à corps creux : Le plancher à corps creux est composés d'une dalle de compression est d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisé à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

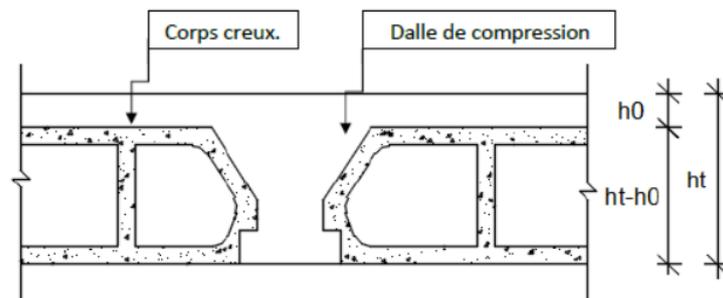


Figure 5 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h_t : épaisseur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$: épaisseur du corps creux.

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

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

Avec :

L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

L_{\max} : $(325 - 30) \text{ cm} = 295 \text{ cm} \rightarrow 11,08 \text{ m} \leq h_t \leq 14,75 \text{ m}$

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

- $h_0 = 4 \text{ cm}$ épaisseur de la table de compression.
- $h_t = 16 \text{ cm}$ épaisseur du corps creux.

II.3.2. Planchers à dalle pleine :

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

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

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

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

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$

- La charge doit être uniformément répartie.

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

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

- $0,4 \leq \rho \leq 1$;

- La charge est uniformément répartie, ou bien
- Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de ρ .

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

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet le cas le plus défavorable :

$$\begin{cases} L_x = 350 \text{ cm} \\ L_y = 444 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_x = 350 - 30 = 320 \text{ m} \\ L_y = 444 - 30 = 414 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{320}{414} = 0,77 \Rightarrow 0,4 \leq 0,77 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivants les deux sens $\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_y}{40}$

$$\Rightarrow 7 \text{ cm} \leq h_d \leq 11,1 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 10 \text{ cm}$$

❖ **L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :**

- **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 d'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 coupe de feu $\Rightarrow h_d = 11 \text{ cm}$.
 - Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17,5 \text{ cm}$.

✓ **Conclusion :** pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine : **$h_d = 15 \text{ cm}$** .

II.4- Descente de charges :

II.4.1- Plancher terrasse inaccessible :

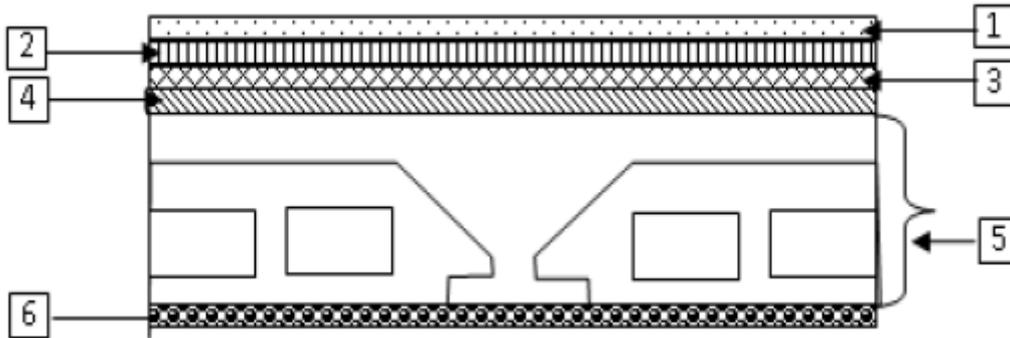


Figure 6 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

➤ Charges permanentes

	$\rho \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$ep \text{ (m)}$	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Protection gravillon	17	0,05	0,85
Étanchéité multicouche (FEUTRE 36 S AC)	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,10	2,2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle en corps creux (16+4)			2,8
Enduit plâtre	18	0,02	0,36
			Totale : 6,49 KN/m²

→ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible **$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$**

II.4.2- Plancher étage courant :

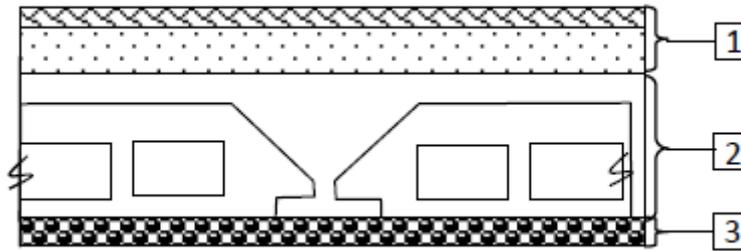


Figure 7 : coupe transversale du plancher étage courant.

➤ Charges permanentes:

	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,01	0,2
Chappe de béton	20	0,02	0,4
Enduit plâtre	18	0,01	0,18
Dalle en corps creux (16+4)			2,8
Cloisons intérieures			1
			Totale : 4,98 KN/m ²

→ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation $Q = 1,50$ KN/m²

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

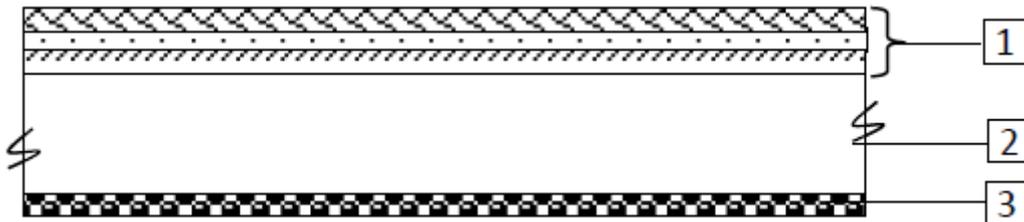


Figure 8: Coupe transversale du plancher RDC.

➤ Charges permanentes :

	ρ (KN/m ³)	Ep (m)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	20	0,02	0.4
Mortier de pose	20	0,01	0.2
Chappe de béton	20	0,02	0.4
Enduit plâtre	18	0,01	0.18
Dalle pleine	25	0,15	3.75
Cloisons intérieures			1
			Totale : 5,93 KN/m ²

→ Surcharge d'exploitation : Locaux à usage commercial $Q = 2,50$ KN/m²

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

	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser} = G + Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$Q_u = q_u \times b$ [KN/mL]	$Q_{ser} = q_{ser} \times b$ [KN/mL]
Plancher terrasse	Inaccessible	6.49	1	10.2615	7.49	0.6	6.1569	4.494
du 1 ^{er} au 8 ^{eme}	Habitation	4.98	1.5	8.973	6.48	0.6	5.3838	3.888
RDC	Service	5.93	2.5	11.7555	8.43	1	11.7555	8.43

II.5. Pré-dimensionnements des voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux.

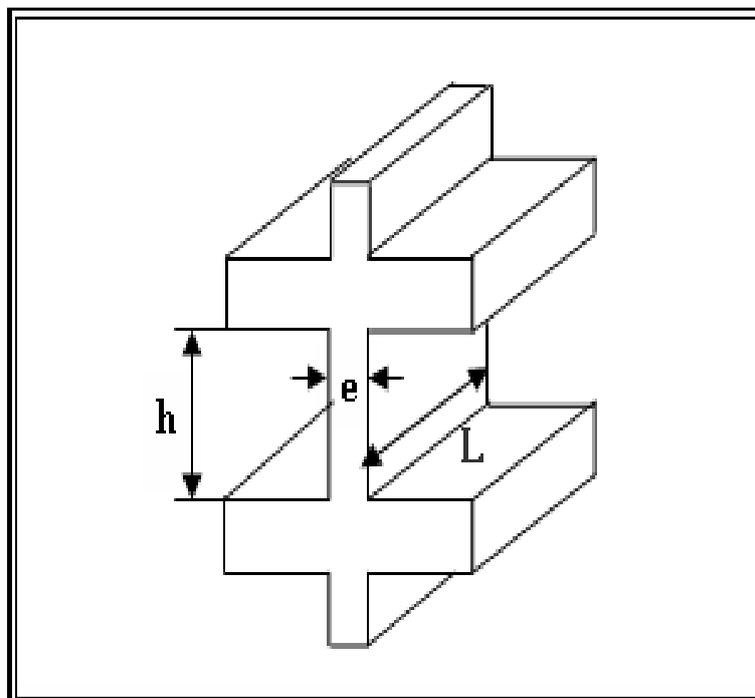


Figure 9 : Coupe en élévation d'un voile

II.5.1. Voiles de contreventement :

Dans l'article 7.7.1 du RPA 99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

c.à.d: Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99] :
 $e_{min} = 15\text{cm}$.

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

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

Avec : **h_e** : Hauteur libre d'étage $\Rightarrow h_e = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

- $e \leq \frac{260}{4} = 65 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{408-30}{20} = 18,9 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{306-30}{20} = 13,8 \text{ cm}$

✓ On prendra **e = 20 cm**.

II.5.2. Voiles périphériques :

Selon le RPA 99 (version 2003), l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e. [Article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \\ \bullet \frac{(250-30)}{25} = 8,8 \end{array} \right.$$

✓ On prendra : **e = 15 cm**.

Tableau 3 : Pré-dimensionnement des voiles.

Voiles		h (m)	h _e (m)	L (m)	e (cm)	e ≤ L/4
Contreventement	Etage courant	3,06	2,76	2,60	20	Ok
	RDC	4,08	3,78	2,60	20	Ok
Périphérique		2,50	2,20	2,60	15	Ok

II.6. Pré-dimensionnement des poteaux :

On suppose que le poteau est soumis à une compression simple, les règles **CBA 93** préconisent de prendre une section réduite en laissant 1 cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton, puis on calcul la section du poteau le plus sollicité dans notre structure.

a) Etapes de pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité (calcul de la surface reprise par le poteau)
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation exercée sur le poteau
- Dimensionnement des poteaux

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux :

- **Critère de résistance** : [Article B.8.4, 1/ BAEL91]

Soit : Nu : Effort normal résistant ultime agissant sur le poteau en (KN).

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400$ MPa) ;

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;

f_{c28} : Résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 25$ MPa) ;

Br : Section réduite du poteau en (cm²), obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$

Pour une section rectangulaire :

α : Coefficient qui dépend de l'élanement mécanique λ , et qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 50$ pour que toutes les armatures participent à la résistance. Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$.

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

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

A partir de la relation (1) et en remplaçant α par $\frac{0,85}{\beta}$, on déduit que :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \times \left(\frac{A}{Br}\right) \times \sigma_s \right]}$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 0,8\% = \frac{0,8}{100}$ (zone **IIa**, d'après **RPA 99 / version 2003**)

σ_s : Contrainte de l'acier en (MPa) ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa

σ_b : Résistance de calcul du béton en (MPa) ; $\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17$ MPa

$$\rightarrow Br \geq \frac{1,2 \times Nu \times 10}{\left[\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \left(\frac{0,8}{100}\right) \times 348 \right]}$$

Donc : $Br \geq 0,6626 Nu$ (avec Nu en KN)

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

• **Loi de dégression :**

Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est strictement supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression.

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

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$: Surcharges relatives aux planchers 1, 2, 3 ... n, à partir du sommet du bâtiment.

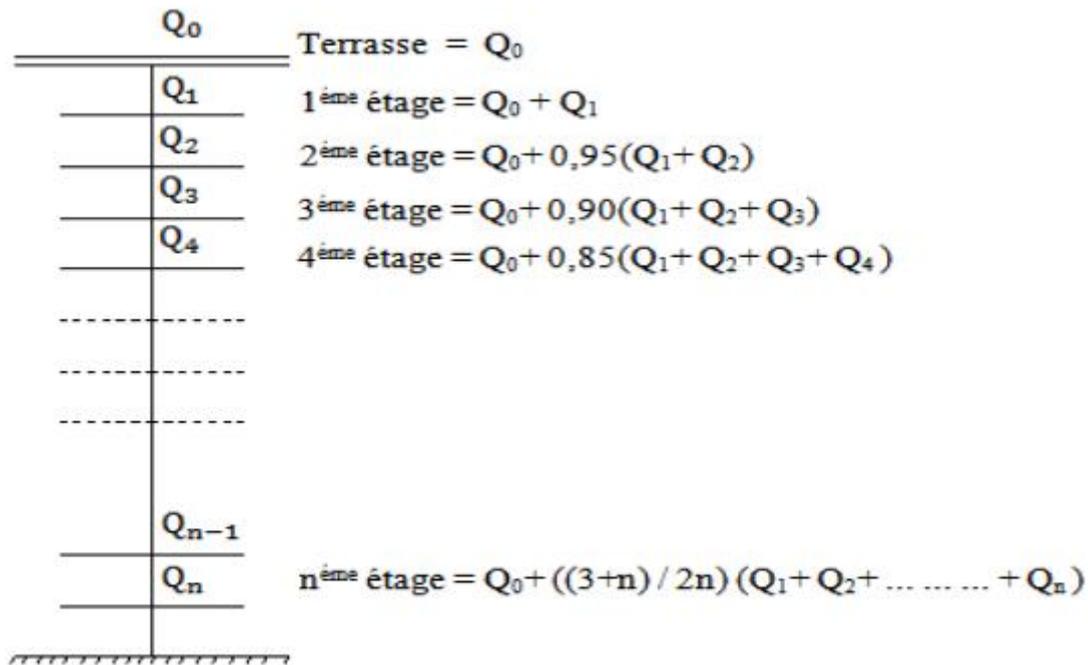


Figure 10 : Schéma de la loi de dégression

• **Critère de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ (Article B 8.4.1 BAEL 91) Avec :}$$

λ : L'élancement mécanique d'une pièce compris

l_f : Longueur de flambement d'une pièce

$$l_f = 0,7 \times l_0 \text{ (Article B 8.3.31 BAEL 91).}$$

l_0 : Longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Article B.3.1 BAEL 91).

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

i = Rayon de giration de la section droite du béton seul.

$$i = \left(\frac{I}{B}\right)^{\frac{1}{2}} ; I : \text{Moment d'inertie}$$

➤ Les conditions imposées par le RPA 99 (version 2003)

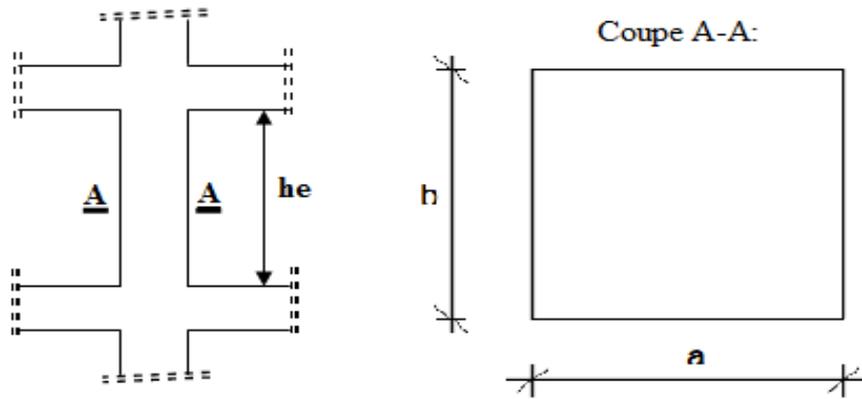


Figure 11 : Schéma représentatif d'un étage courant.

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

Avec : h_e : hauteur libre de l'étage.

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $Br = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$;

D'après le critère de résistance, on a :

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

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times Pu$ D'après les règles BAEL 91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) (poteau suivant les plans de génie civil) et on prend : $a = b$

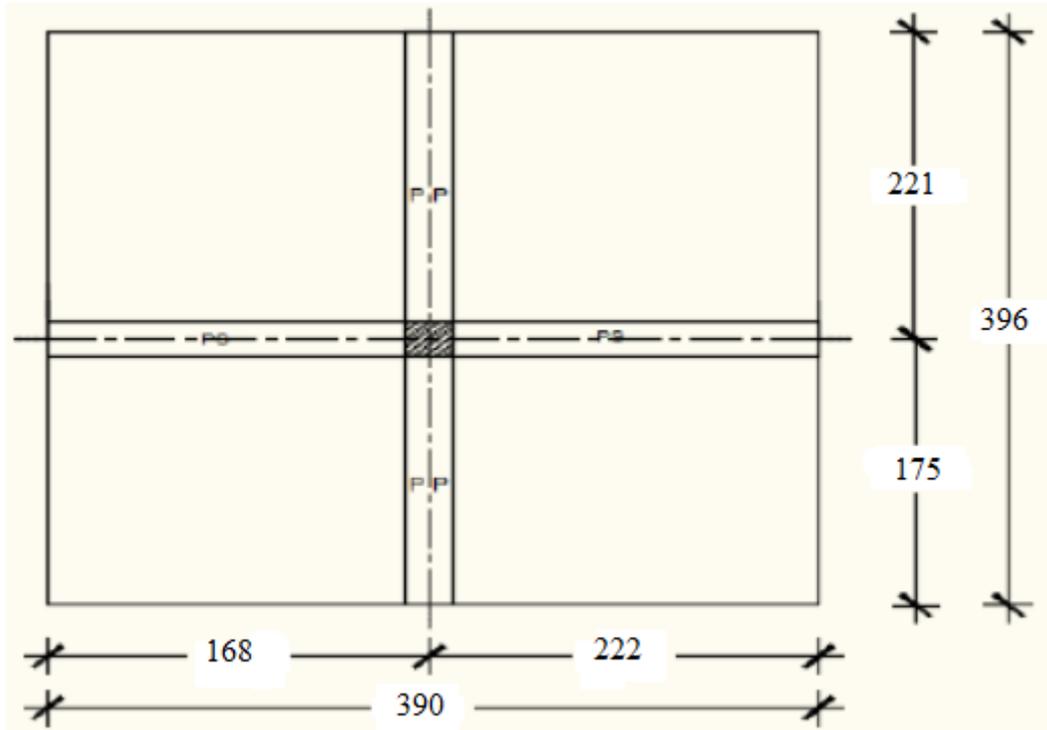


Figure 12 : Surface afférente au poteau le plus sollicité (poteau 9G).

➤ **Exemple de calcul : (niveau sous-sol)**

- Surface afférente :

$$S_{\text{aff}} = (3,36/2 + 4,44/2) \times (3,50/2 + 4,42/2) = \mathbf{15,444 \text{ m}^2}$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 = \mathbf{2,625 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 = \mathbf{2,25 \text{ KN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} (\text{pp}) = (3,36/2 + 4,44/2) = \mathbf{3,90 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} (\text{ps}) = (3,50/2 + 4,42/2) = \mathbf{3,96 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_{\text{pp}} \times L_{\text{aff}} (\text{pp}) + p_{\text{ps}} \times L_{\text{aff}} (\text{ps})$$

$$P_t = (2,625 \times 3,90) + (2,25 \times 3,96) = \mathbf{19,1475 \text{ KN}}$$

$$NP = 1,35 \times p_t \times n \quad \text{Avec : } n : \text{Nombre de plancher} = 10$$

$$NP = 1,35 \times 19,1475 \times 10 = \mathbf{258,49125 \text{ KN}}$$

- Poids propres des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} : 52,26 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} : 10,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 52,26) + (1,5 \times 10,75)] \times 15,444 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 1338,277 \text{ KN}$$

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

$$N_u = 1,15 \times (1338,277 + 258,49125) \Rightarrow N_u = 1836,283 \text{ KN.}$$

- **La section réduite de béton :** $Br \geq 0,6626 \times N_u$
 $Br \geq 0,6626 \times 1836,286 = 1216,723 \text{ cm}^2$

Donc :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 1216,723 \text{ cm}^2$$

Prenant une section carrée pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{1216,723} + 2 \Rightarrow a=b= 36,88 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(30X30)** cm² pour la section de poteau du dernier niveau (Terrasse) et on doit faire la vérification suivante :

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) :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} -\text{Min}(30,30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots (\text{zone IIa}) & \rightarrow \text{vérifiée} \\ -\text{Min}(30,30) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} & \rightarrow \text{vérifiée} \\ -\text{Min}(30,30) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} & \rightarrow \text{vérifiée} \\ -\text{Min}(30,30) \geq \frac{250}{20} = 12,5 \text{ cm} & \rightarrow \text{vérifiée} \\ -0,25 \leq \left(\frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1\right) \leq 4 & \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- Condition de flambement :

Soit :

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

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

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

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

Tableau 4: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

H [m]	Etage	G [KN]	Q [KN]	N _u (pp+ps) [KN]	N _{plancher} [KN]	N _u [KN]	Br [cm ²]	A [cm]	Choix	Vérifications RPA [cm ²]	Vérifications flambement
3,06	Haut du 8 eme étage	6,49	1	25,849125	158,479	211,977	140,482	13,852	30	16,812	24,735
3,06	Haut du 7 eme étage	11,47	2,5	51,69825	297,058	401,069	265,797	18,303	30	23,125	24,735
3,06	Haut du 6 eme étage	16,45	3,85	77,547375	432,162	586,165	388,465	21,710	35	27,956	21,201
3,06	Haut du 5 eme étage	21,43	5,05	103,3965	563,791	767,266	508,484	24,550	35	31,985	21,201
3,06	Haut du 4 eme étage	26,41	6,1	129,245625	691,945	944,370	625,854	27,017	40	35,485	18,551
3,06	Haut du 3 eme étage	31,39	7	155,09475	816,625	1117,477	740,577	29,214	45	38,600	16,490
3,06	Haut du 2 eme étage	36,37	7,75	180,943875	973,829	1286,589	852,651	31,200	45	41,418	16,490
3,06	Haut du 1 er étage	41,35	8,5	206,793	1059,034	1455,701	964,725	33,060	50	44,056	14,841
4,08	Haut RDC	46,33	9,25	232,642125	1180,238	1624,812	1076,799	34,815	50	46,545	19,788
2,50	Haut sous sol	52,26	10,75	258,49125	1338,624	1836,683	1217,210	36,889	50	49,486	12,125

Tableau 5 : Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V2003)

Niveaux	Poteaux	Condition (1)	$\frac{he}{20}$ [cm]	Condition (2)	$\frac{a}{b}$	Condition (3)
		Min (a, b) \geq 25cm		Min (a, b) \geq $\left(\frac{he}{20}\right)$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
8ème étage	30 × 30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
7ème étage	30 × 30	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
6ème étage	35 × 35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
5ème étage	35 × 35	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
4ème étage	40 × 40	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
3ème étage	45 × 45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
2ème étage	45 × 45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
1er étage	50 × 50	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
RDC	50 × 50	vérifiée	20,4	vérifiée	1	vérifiée
Sous sol	50 × 50	vérifiée	12,5	vérifiée	1	vérifiée

Tableau 6 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

a [cm]	b [cm]	Niveaux	Poteaux [cm ²]	L ₀ [cm]	L _f [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	λ	$\lambda \leq 35$
30	30	8ème étage	30 × 30	306	214,2	67500	900	8,66	24,73	C V
30	30	7ème étage	30 × 30	306	214,2	67500	900	8,66	24,73	C V
35	35	6ème étage	35 × 35	306	214,2	125052,0833	1225	10,10	21,20	C V
35	35	5ème étage	35 × 35	306	214,2	125052,0833	1225	10,10	21,20	C V
40	40	4ème étage	40 × 40	306	214,2	213333,3333	1600	11,54	18,56	C V
45	45	3ème étage	45 × 45	306	214,2	341718,75	2025	12,99	16,48	C V
45	45	2ème étage	45 × 45	306	214,2	341718,75	2025	12,99	16,48	C V
50	50	1er étage	50 × 50	306	214,2	520833,3333	2500	14,43	14,84	C V
50	50	RDC	50 × 50	408	285,6	520833,3333	2500	14,43	19,79	C V
50	50	Sous sol	50 × 50	250	175	520833,3333	2500	14,43	12,12	C V

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

Chapitre III

Etude des planchers

III. Etude des planchers

III.1. Introduction :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges, il est aussi un élément porteur qui doit répondre aux critères suivantes :

- La résistance et la stabilité : supporter les charge et ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage et l'utilisation après)
- Etanchéité et la protection à l'air, au feu et aux effractions
- Isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet on distingue deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2. Les planchers à corps creux :

III.2.1. Définition :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux du corps creux (hourdis) et une dalle de compression et ils prennent appuis sur des poutrelles, ils sont généralement utilisés dans les étages courants. Ce type présente l'avantage d'être léger et économique et il a une bonne isolation phonique et thermique (figure 1)

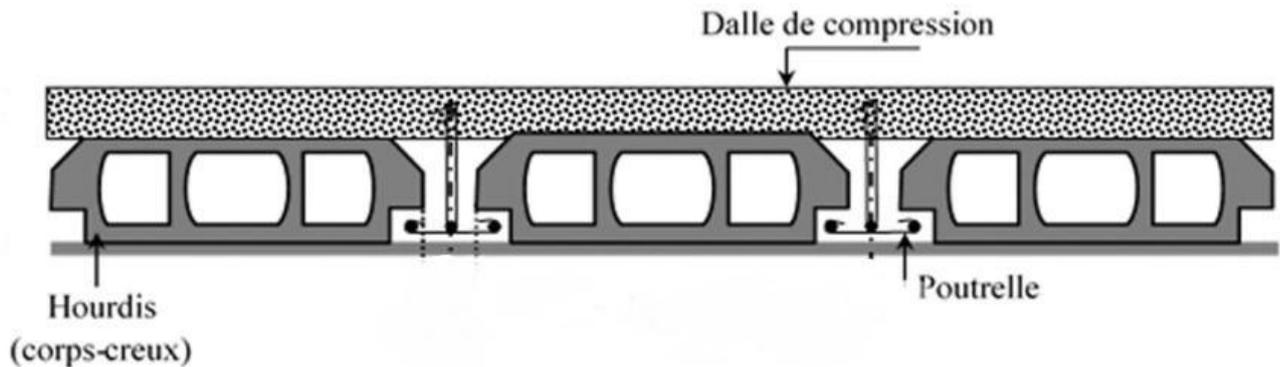


Figure 13 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.2.2. Détermination des dimensions des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

Dans notre construction, nous avons un seul type de planchers corps creux dans tous les étages courants :

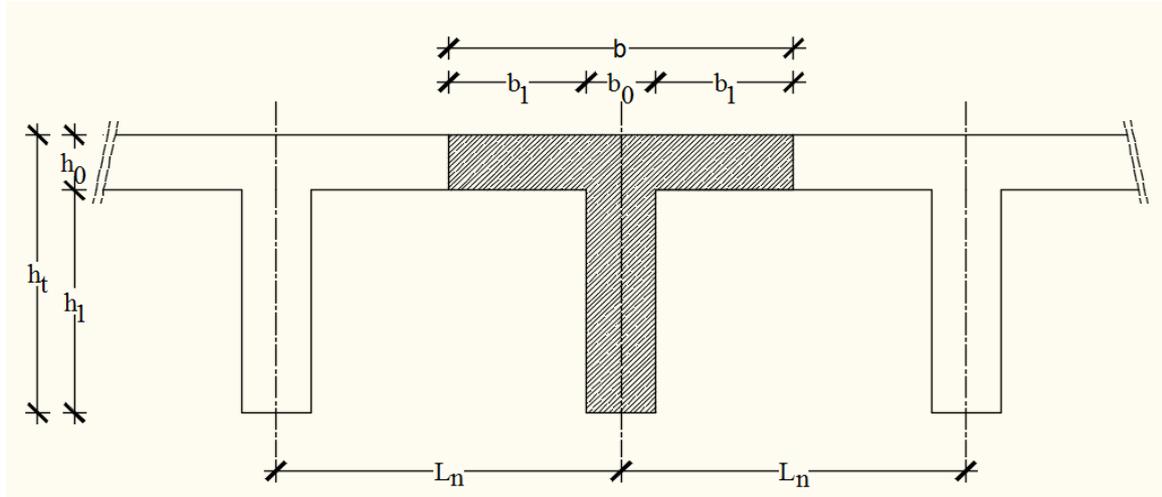


Figure 14 : Schéma des poutrelles.

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

D'après l'article [A.4.1, 3/ BAEL91], on a :

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

Avec :

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

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4,40\text{m}$)

h0 : Hauteur de la dalle de compression

b0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

Alors :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \\ b_1 \leq 44,4 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : **b₁ = 24 cm**

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

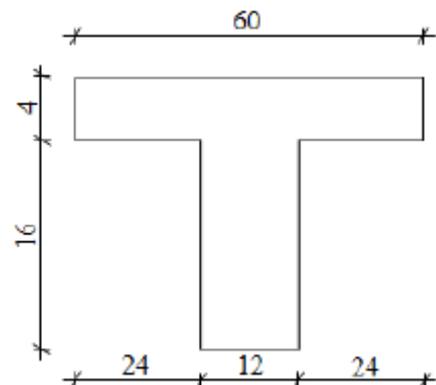


Figure 15: Section de calcul

III.2.3. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit respecter les règles de l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEI91].

Le quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
 20 cm → (5 barres/m) : dans le sens parallèle aux poutrelles ; que l'on note : A_{\perp} .
 33 cm → (3 barres/m) : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles ; que l'on note : $A_{//}$.

Les sections des armatures doivent vérifier les conditions ci-dessous :

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

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

Les armatures parallèles aux poutrelles ont une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

N.B :

On adopte pour le ferrailage un treillis soudés de diamètre $\phi_t < 6 \text{ mm}$ et de nuance d'acier FeE520 ($f_e = 520 \text{ MPa}$)

➤ Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher on a :

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :

$$6\phi 4/\text{m} \rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(\phi 4 \rightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Choix des armatures :

$$6\phi 4 / \text{m}_L \rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\phi 4 \rightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS Ø 4 (150 × 150) mm².

III.2.4. Evaluation de la charge :

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

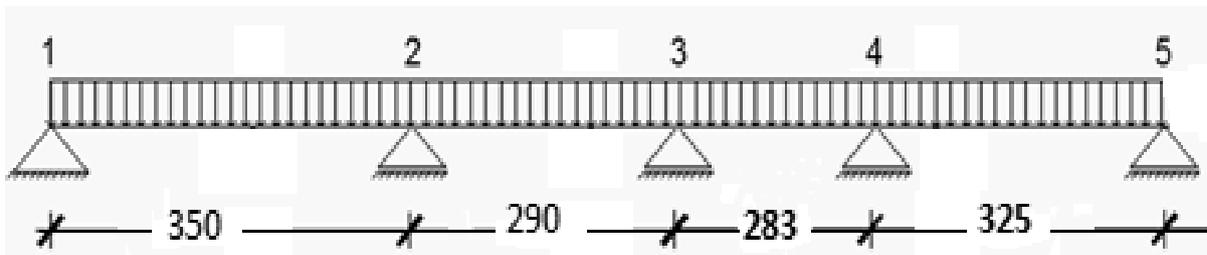
Etat limite de service : $q_u = (G+Q) \times b$

Tableau 7 : Evaluation des charges.

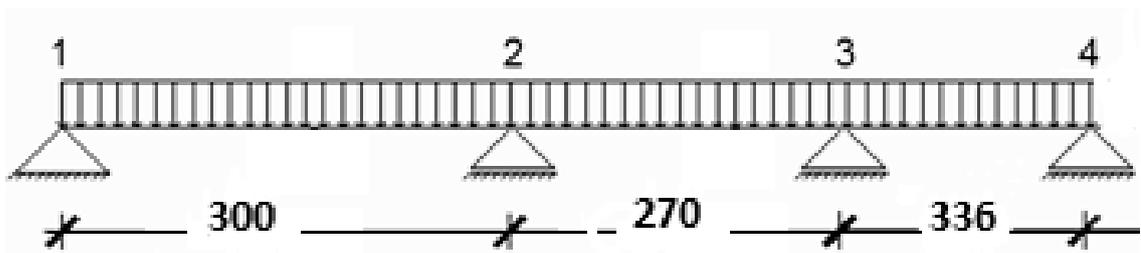
Type de plancher	Destination	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	(b) [m]	Q _u [KN/m ²]	Q _s [KN/m ²]
Terrasse	Inaccessible	6.49	1	0.6	6.1569	4.494
Etage Courant	Habitation	4.98	1.5	0.6	5.3838	3.888

➤ Types de poutrelles :

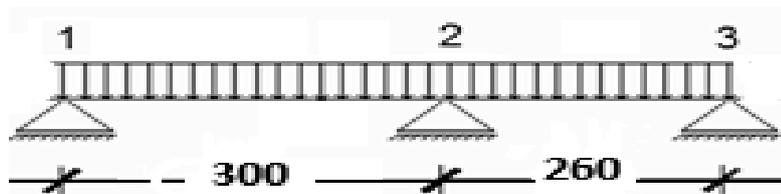
Type 01 :



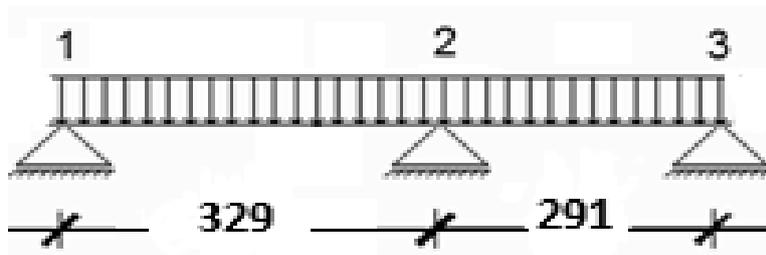
Type 02 :



Type 03 :



Type 04 (incliné) :



III.2.5. Méthode de calcul :

Pour le calcul des sollicitations on applique une de ses méthodes suivantes :

- **Méthode Caquot :** pour les planchers à charges d’exploitation relativement élevée ; [B A E L 91/B.6.2 ,22]
- **Méthode forfaitaire :** pour les planchers à charges d’exploitation modérée ; [B A E L 91/B.6.2 ,21]

Conditions d’application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$).
- Le moment d’inertie constant sur toutes les travées.
- Le rapport des portées successives soit compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est peu préjudiciable

- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- ✓ Si une ou plus des quatre conditions n’est pas vérifiées, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

Plancher terrasse :

- $Q = 1\text{KN/m}^2$ pour plancher terrasse $\rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5)$condition vérifiée
- Les moments d’inerties sont constants.....Condition vérifiée
- $0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{350}{290} = 1.20 \leq 1.25$condition vérifiée
- la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour tous les types des travées pour le cas défavorable celle de la terrasse.

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

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

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \text{ soit: } \alpha = \frac{Q}{Q + G} \left\{ \begin{array}{l} \alpha: \text{Coefficient;} \\ P: \text{La surcharge d'exploitation non pondérée et} \\ G: \text{La charge permanente non pondérée.} \end{array} \right.$$

Moment en travée :

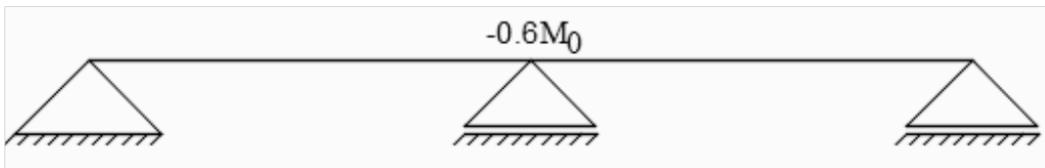
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)] M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ (Dans le cas d'une travée de rive)} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ (dans le cas d'une travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

M_w : Le moment en appuis de gauche et

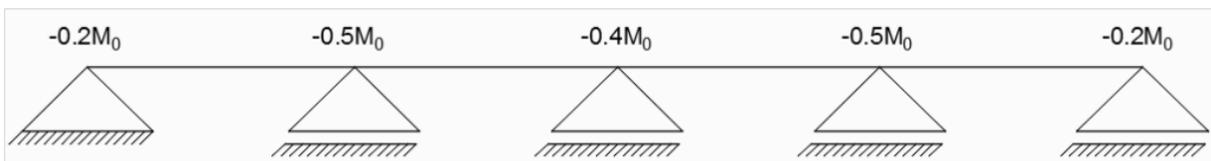
M_e : Le moment en appuis de droite.

Moment en appuis :

- $M_a \leq -0,6 M_0$ Cas d'une poutre à deux travées ;



- $M_a \leq -0,5 M_0$ Pour les appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées et



- $M_a \leq -0,4 M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires ; si la poutrelle comporte plus de trois travée.

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

III.2.6. Application de la méthode forfaitaire (plancher terrasse) :

❖ Type 01 :

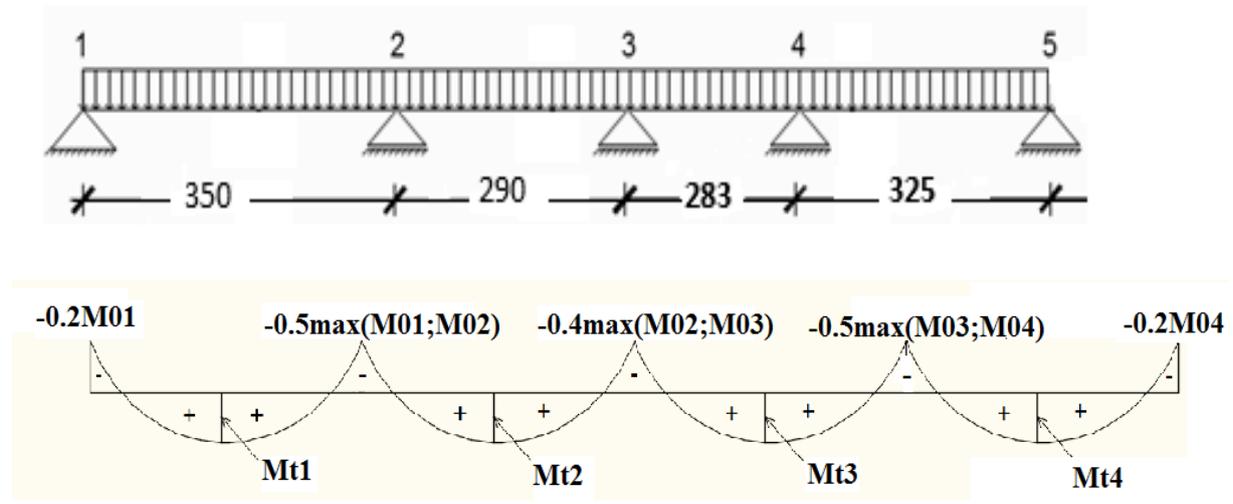


Figure 16 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 1.

• Moment fléchissant en appuis :

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyer :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6,1569 \times 3,50^2}{8} = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^u = \frac{q_u \times l_2^2}{8} = \frac{6,1569 \times 2,90^2}{8} = 6,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^u = \frac{q_u \times l_3^2}{8} = \frac{6,1569 \times 2,83^2}{8} = 6,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^u = \frac{q_u \times l_4^2}{8} = \frac{6,1569 \times 3,25^2}{8} = 8,13 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4,494 \times 3,50^2}{8} = 6,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^s = \frac{q_s \times l_2^2}{8} = \frac{4,494 \times 2,90^2}{8} = 4,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^s = \frac{q_s \times l_3^2}{8} = \frac{4,494 \times 2,83^2}{8} = 4,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{04}^s = \frac{q_s \times l_4^2}{8} = \frac{4,494 \times 3,25^2}{8} = 5,93 \text{ KN.m}$$

○ **Appuis de rive (1 et 5) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a1}^u = -0,2 \times M_{01}^u = -0,2 \times 9,42 = -1,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5}^u = -0,2 \times M_{04}^u = -0,2 \times 8,13 = -1,62 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{a1}^s = -0,2 \times M_{01}^s = -0,2 \times 6,88 = -1,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5}^s = -0,2 \times M_{04}^s = -0,2 \times 5,93 = -1,18 \text{ KN.m}$$

○ **Appuis intermédiaires (2, 3 et 4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

$$M_{a2}^u = -0,5 \times \max(9,42; 6,47)$$

$$M_{a2}^u = -0,5 \times 9,42$$

$$\mathbf{M_{a2}^u = -4,71 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3}^u = -0,4 \times \max(M_{02}^u; M_{03}^u)$$

$$M_{a3}^u = -0,4 \times \max(6,47; 6,16)$$

$$M_{a3}^u = -0,4 \times 6,47$$

$$\mathbf{M_{a3}^u = -2,58 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4}^u = -0,5 \times \max(M_{03}^u; M_{04}^u)$$

$$M_{a4}^u = -0,5 \times \max(6,16; 8,13)$$

$$M_{a4}^u = -0,5 \times 8,13$$

$$\mathbf{M_{a4}^u = -4,06 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

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

$$M_{a2}^s = -0,5 \times \max(6,88; 4,72)$$

$$M_{a2}^s = -0,5 \times 6,88$$

$$\mathbf{M_{a2}^s = -3,44 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3}^s = -0,4 \times \max (M_{02}^s; M_{03}^s)$$

$$M_{a3}^s = -0,4 \times \max (4,72; 4,49)$$

$$M_{a3}^s = -0,4 \times 4,72$$

$$\mathbf{M_{a3}^s = -2,36 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4}^s = -0,5 \times \max (M_{03}^s; M_{04}^s)$$

$$M_{a4}^s = -0,5 \times \max (4,49; 5,93)$$

$$M_{a4}^s = -0,5 \times 5,93$$

$$\mathbf{M_{a4}^s = -2,96 \text{ KN.m}}$$

• **Moment fléchissant en travée :**

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} ; \alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{100}{649 + 100} = 0,133$$

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \text{ (Condition vérifiée)}$$

○ **Travées de rives (1-2) et (4-5) :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

Travée (1-2) :

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{M_{a1}^u + M_{a2}^u}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{1,884 + 4,71}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{01}^u = 1,05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + 3,297 \text{KN.m} \geq 1,05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 M_{01}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^u + 0,35 M_{01}^u \geq 1,05 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 M_{01}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^u \geq 0,70 M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0,62 M_{01}^u \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t1}^u \geq 0,70 M_{01}^u \Rightarrow M_{t1}^u \geq 0,70 \times 9,42$

$$\mathbf{M_{t1}^u \geq 6,594 \text{ KN.m}}$$

Travée (4-5) :

$$\begin{cases} M_{t4}^u + \frac{M_{a4}^u + M_{a5}^u}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{04}^u \\ M_{t4}^u \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{04}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t4}^u + \frac{4,065 + 1,626}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{04}^u = 1,05 M_{04}^u \\ M_{t4}^u \geq 0,62 M_{04}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t4}^u + 2,845 \text{KN.m} \geq 1,05 M_{04}^u \\ M_{t4}^u \geq 0,62 M_{04}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t4}^u + 0,35 M_{04}^u \geq 1,05 M_{04}^u \\ M_{t4}^u \geq 0,62 M_{04}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t4}^u \geq 0,70 M_{04}^u \\ M_{t4}^u \geq 0,62 M_{04}^u \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t4}^u \geq 0,70 M_{04}^u \Rightarrow M_{t4}^u \geq 0,70 \times 8,13$

$M_{t4}^u \geq 5,69 \text{ KN.m}$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

Travée (1-2) :

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{M_{a1}^s + M_{a2}^s}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{01}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{1,376 + 3,44}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{01}^s = 1,05 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^s + 2,408 \text{KN.m} \geq 1,05 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^s + 0,35 M_{01}^s \geq 1,05 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^s \geq 0,70 M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0,62 M_{01}^s \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t1}^s \geq 0,70 M_{01}^s \Rightarrow M_{t1}^s \geq 0,70 \times 6,88$

$M_{t1}^s \geq 4,816 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) :

$$\begin{cases} M_{t4}^s + \frac{M_{a4}^s + M_{a5}^s}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{04}^s \\ M_{t4}^s \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{04}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t4}^s + \frac{2,965 + 1,186}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{04}^s = 1,05 M_{04}^s \\ M_{t4}^s \geq 0,62 M_{04}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t4}^s + 2,075 \text{KN.m} \geq 1,05 M_{04}^s \\ M_{t4}^s \geq 0,62 M_{04}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t4}^s + 0,35 M_{04}^s \geq 1,05 M_{04}^s \\ M_{t4}^s \geq 0,62 M_{04}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t4}^s \geq 0,70 M_{04}^s \\ M_{t4}^s \geq 0,62 M_{04}^s \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t4}^s \geq 0,70 M_{01}^s \Rightarrow M_{t4}^s \geq 0,70 \times 5,93$

$M_{t4}^s \geq 4,15 \text{ KN.m}$

○ **Travée intermédiaire (2-3) et (3-4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

Travée (2-3) :

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{M_{a2}^u + M_{a3}^u}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{02}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{4,71 + 2,588}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{02}^u = 1,05 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0,52 M_{02}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + 3,649 \text{KN.m} \geq 1,05 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0,52 M_{02}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t2}^u + 0,56 M_{02}^u \geq 1,05 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0,52 M_{02}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t2}^u \geq 0,49 M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq 0,52 M_{02}^u \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t2}^u \geq 0,52 M_{02}^u \Rightarrow M_{t2}^u \geq 0,52 \times 6,47$

$M_{t2}^u \geq 3,36 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) :

$$\begin{cases} M_{t3}^u + \frac{M_{a3}^u + M_{a4}^u}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{03}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u + \frac{2,588 + 4,065}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{03}^u = 1,05 M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0,52 M_{03}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u + 3,326 \text{KN.m} \geq 1,05M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0,52M_{03}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^u + 0,54M_{03}^u \geq 1,05M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0,52M_{03}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t2}^u \geq 0,51M_{03}^u \\ M_{t2}^u \geq 0,52M_{03}^u \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t3}^u \geq 0,52M_{03}^u \Rightarrow M_{t3}^u \geq 0,52 \times 6,16$

$$\mathbf{M_{t3}^u \geq 3,20 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

Travée (2-3) :

$$\begin{cases} M_{t2}^s + \frac{M_{a2}^s + M_{a3}^s}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{02}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^s + \frac{3,44 + 2,36}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{02}^s = 1,05M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0,52 M_{02}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^s + 2,9 \text{KN.m} \geq 1,05M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0,52M_{02}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t2}^s + 0,61M_{02}^s \geq 1,05M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0,52M_{02}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t2}^s \geq 0,44M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0,52M_{02}^s \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t2}^s \geq 0,52M_{02}^s \Rightarrow M_{t2}^s \geq 0,52 \times 4,72$

$$\mathbf{M_{t2}^s \geq 2,45 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4) :

$$\begin{cases} M_{t3}^s + \frac{M_{a3}^s + M_{a4}^s}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,133}{2} \right) M_{03}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^s + \frac{2,36 + 2,965}{2} \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,133); 1,05] M_{03}^s = 1,05M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0,52 M_{03}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^s + 2,662 \text{KN.m} \geq 1,05M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0,52M_{03}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^s + 0,59M_{03}^s \geq 1,05M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0,52M_{03}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t2}^s \geq 0,46M_{03}^s \\ M_{t2}^s \geq 0,52M_{03}^s \end{cases}$$

Donc on prend $M_{t3}^s \geq 0,52M_{03}^s \Rightarrow M_{t3}^s \geq 0,52 \times 4,49$

$$\mathbf{M_{t3}^s \geq 2,33 \text{ KN.m}}$$

- **Efforts tranchants :**

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

$$T_{01}^u = \frac{qu \times l_1}{2} = \frac{6,1569 \times 3,50}{2} = 10,77\text{KN}$$

$$T_{02}^u = \frac{qu \times l_2}{2} = \frac{6,1569 \times 2,90}{2} = 8,92\text{KN}$$

$$T_{03}^u = \frac{qu \times l_3}{2} = \frac{6,1569 \times 2,83}{2} = 8,71\text{KN}$$

$$T_{04}^u = \frac{qu \times l_4}{2} = \frac{6,1569 \times 3,25}{2} = 10,00\text{KN}$$

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

$$T_{01}^s = \frac{qs \times l_1}{2} = \frac{4,494 \times 3,50}{2} = 7,86\text{KN}$$

$$T_{02}^s = \frac{qs \times l_2}{2} = \frac{4,494 \times 2,90}{2} = 6,51\text{KN}$$

$$T_{03}^s = \frac{qs \times l_3}{2} = \frac{4,494 \times 2,83}{2} = 6,35\text{KN}$$

$$T_{04}^s = \frac{qs \times l_4}{2} = \frac{4,494 \times 3,25}{2} = 7,30\text{KN}$$

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

$$T_1^u = -1,1 \times T_{01}^u = -11,85\text{KN}$$

$$T_2^u = -1,1 \times T_{02}^u = -9,82\text{KN}$$

$$T_3^u = -1,1 \times T_{03}^u = -9,58\text{KN}$$

$$T_4^u = -1,1 \times T_{04}^u = 10,00\text{KN}$$

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

$$T_1^s = -1,1 \times T_{01}^s = -8,65\text{KN}$$

$$T_2^s = -1,1 \times T_{02}^s = -7,16\text{KN}$$

$$T_3^S = -1,1 \times T_{03}^S = -6,99\text{KN}$$

$$T_4^S = -1,1 \times T_{04}^S = -7,30\text{KN}$$

Tableau 8 : tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchant.

Appuis	Moment en appuis		Travée	Effort tranchant				Moment en travée	
	E.L.U	E.L.S		Gauche	Droite	Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S
1	-1,88	-1,37	1-2	10,77	-11,85	7,86	-8,65	6,59	4,81
2	-4,71	-3,44	2-3	9,82	-8,92	7,16	-6,51	3,36	2,45
3	-2,58	-2,36	3-4	8,71	-9,58	6,35	-6,99	3,20	2,33
4	-4,06	-2,96	4-5	11	-10	8,03	-7,30	5,69	4,15
5	-1,62	-1,18							

❖ **Type 2 :**

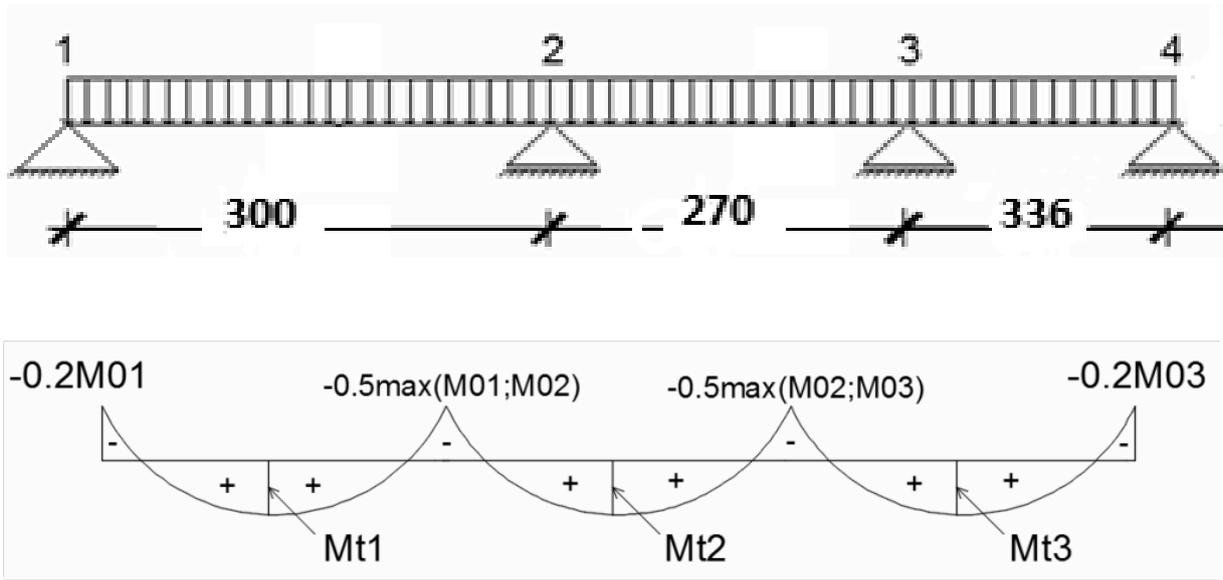


Tableau 9 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchants.

Appuis	Moment en appuis		Travée	Effort tranchant				Moment en travée	
	E.L.U	E.L.S		Gauche	Droite	Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S
1	-1,38	-1,01	1-2	9,23	-10,1	6,74	-7,41	4,84	3,53
2	-3,46	-2,52	2-3	9,14	-9,14	6,67	-6,67	2,91	2,12
3	-4,34	-3,17	3-4	11,37	-10,34	8,30	-7,54	6,08	4,43
4	-1,73	-1,26							

❖ **Type 3 :**

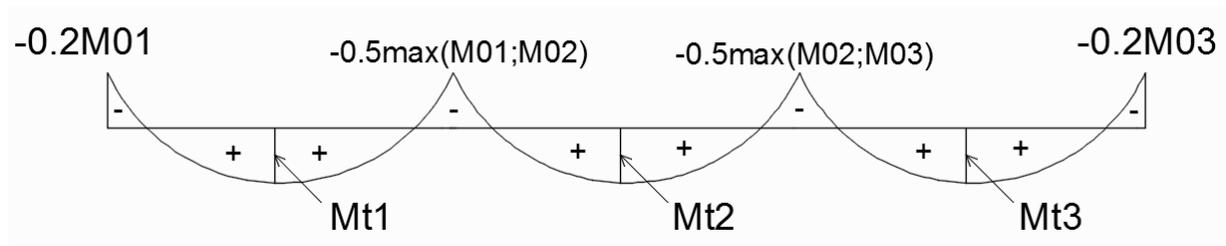
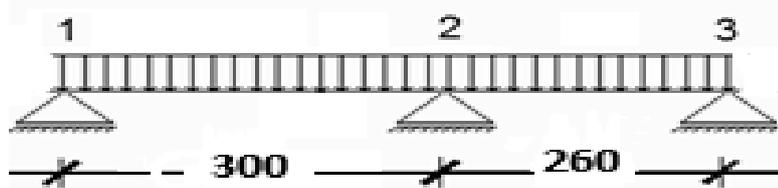


Tableau 10 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchants.

Appuis	Moment en appuis		Travée	Effort tranchant				Moment en travée	
	E.L.U	E.L.S		Gauche	Droite	Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S
1	-1,38	-1,01	1-2	9.23	-10.1	6.74	-7.41	4,50	3,28
2	-4,15	-3,03	2-3	9.14	-9.14	6.67	-6.67	3,22	3,56
3	-1,04	-0,75							

❖ **Type 4 (incliné) :**

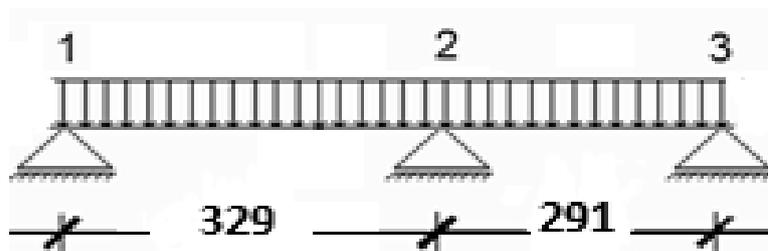


Tableau 11: Tableau récapitulatif des moments fléchissant; efforts tranchants.

Appuis	Moment en appuis		Travée	Effort tranchant				Moment en travée	
	E.L.U	E.L.S		Gauche	Droite	Gauche	Droite	E.L.U	E.L.S
1	-1,66	-1,21	1-2	10.12	-11.64	7.39	-8.50	5,41	3,95
2	-4,99	-3,64	2-3	10.30	-8.95	7.51	-6.53	4,04	4,54
3	-1,30	-0,95							

III.2.7. Détermination des armatures :

- En travée :

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

$$M_t^u = 6,594 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 6594 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

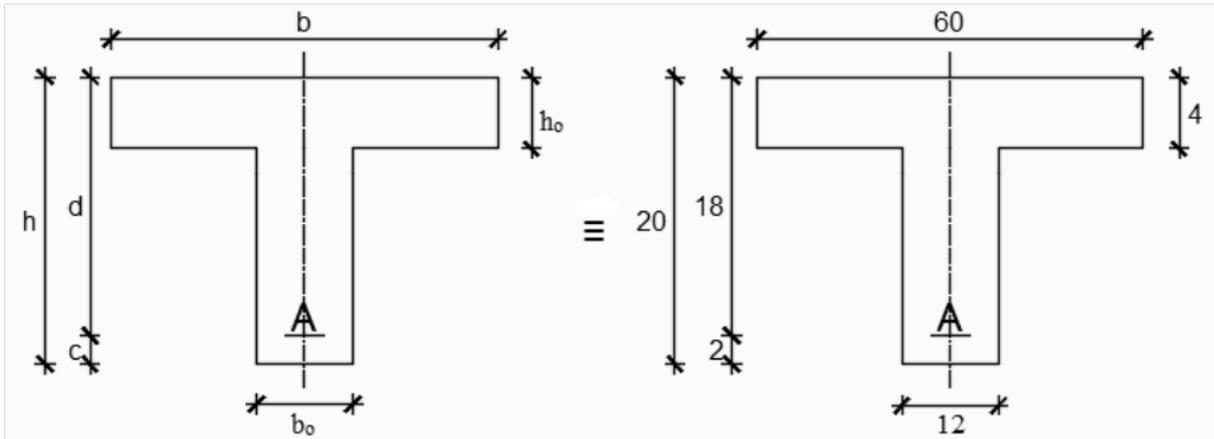


Figure 17 : section de calcul.

$$M_T = 15 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow M_T = 57600 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 6594 \text{ N.m} < M_T = 57600 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

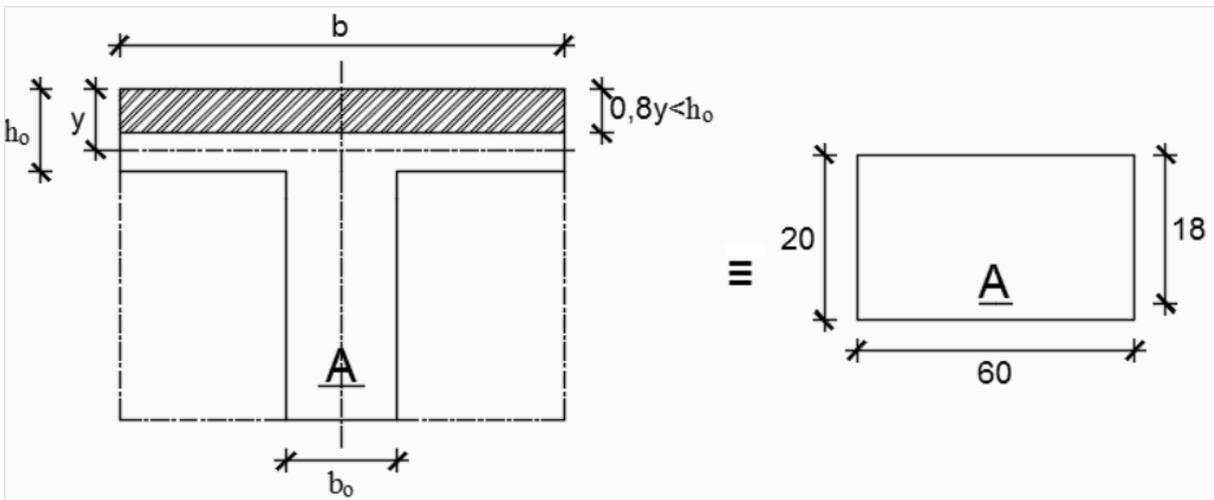


Figure 18 : section de calcul en travée.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6594}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,988$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6594}{348 \times 0,988 \times 18} = 1,06 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_t = \max(A_t^u, A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1,06 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^{\text{ser}} = 4816 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - d_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression .Donc la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15 \times A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

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

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{18,95^2 + 170,2} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3 - (b - b_0) \times (Y_1 - h_0)^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2$$

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

$$I = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^s}{I} = \frac{4816}{7216,97} = 0,66$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,66 \times 4,05 = 2,67 \text{ MPa}$$

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

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{6594}{4816} = 1,37$

$$\alpha = 0,027 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

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

Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 fissuration peu nuisible } \rightarrow Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

• **En appui :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -4990 \text{ N.m}$$

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

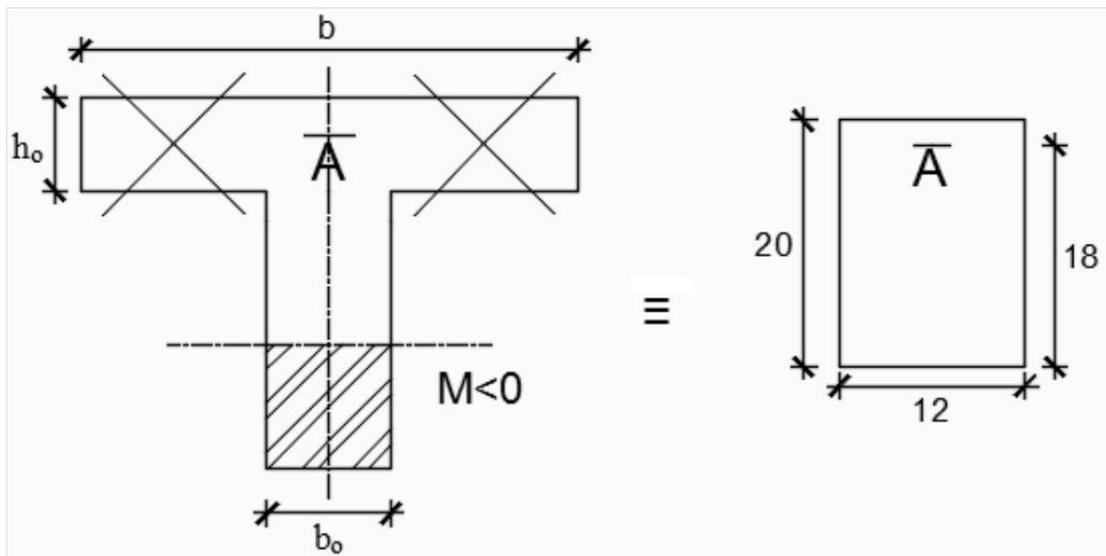


Figure 19 : Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{4990}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,090$$

$$\mu = 0,090 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A'n' \text{ existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,952$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4990}{348 \times 0,952 \times 18} = 0,83 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_a = \max(A_a^u; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 0,83 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$1T12 \rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = -3640 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{4990}{3640} = 1,37$$

$$\alpha = 0,118 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

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

Conclusion :

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

(Aucune vérification pour σ_s)

III.2.7.1. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 1137,80 \text{ N}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

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

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

$$T_u^{\max} = 1137,80 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 10^2 \times 25 = 129762 \text{ N}$$

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

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{inf}} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[1137,80 + \frac{4990}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,041 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

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

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{1137,80}{12 \times 18 \times 102} = 0,052 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\tau_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,052 \text{ MPa} < \tau_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

o Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{20}; \varnothing_1 \right]$$

$$\varnothing_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; \frac{12}{20}; 1 \right] = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2T6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

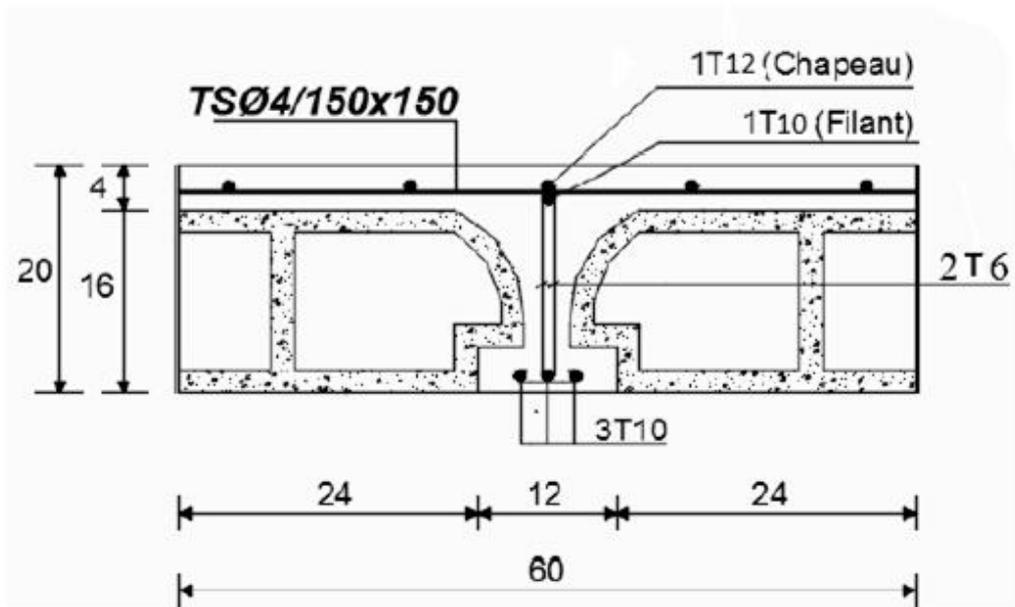


Figure 20 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

- L'espace des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \times \delta t_1} \geq \frac{\tau u - 0.3ft_{28} \times k}{0.8 \times f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [CBA93/A. 5. 1. 2. 3].}$$

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

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{At \times 0.80 \times f_e}{b_0 \times (\tau u - 0.3 \times ft_{28})} = \frac{0.57 \times 0.80 \times 235}{12 \times (0.052 - 0.3 \times 2.1)} = -15.45$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 ; 40) = 16.2 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{At \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.91 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

III.2.8. Vérification de la flèche :

a. Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

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

$$\blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{444} = 0.045 < 0.063 \rightarrow \text{(Condition non vérifiée).}$$

Avec :

l : la plus grande portée

$$\blacksquare \frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{\text{ser}}}{M_0^{\text{ser}}} \right)$$

$$\text{On a: } M_0^{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{4494 \times 4.442}{8} = 10974.57 \text{ N.m}$$

$$0.045 \leq \frac{1}{10} \left(\frac{4816}{10974.57} \right) = 0.044 \rightarrow \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$\blacksquare \frac{A_{\text{st}}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{60 \times 18} = 0.0021 \leq \frac{4.1}{f_e} = 0.010 \rightarrow \text{(Condition non vérifiée).}$$

Conclusion :

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

On doit vérifier que : $\Delta f t = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i}) \leq \Delta f t_{\text{max}}$

f_{g_v} , f_{g_i} : Les flèches dus à la charge g

f_{j_i} : La flèche dus à la charge j

f_{p_i} : La flèche dus a la charge totale p

g : charge permanente après mise en place des cloisons

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 649 = 389,4 \text{ daN/ml}$$

j = g: charge permanente avant mise en place des cloisons, j =g= 389.4 daN/ml (Plancher terrasse)

p : charge totale ; p = (G + Q) \times 0,6 = (649 + 100) \times 0,6 = 449,4 daN/m

a) Calcul des moments fléchissant :

$$q_{sj} = q_{sg} = \left[\frac{2}{3} \times 649 \right] \times 0.6 = 259.6 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sp} = \left[\left(\frac{2}{3} \times 649 \right) + 100 \right] \times 0.6 = 319.6 \text{ daN/ml}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 01 (travée 1-2) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

- Appuis intermédiaires (2) :

$$M_{2j} = -\frac{0.6 \times q_{sj} \times l_2}{8} = -\frac{0.6 \times 259.4 \times 4.442}{8} = -383.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = -\frac{0.6 \times q_{sp} \times l_2}{8} = -\frac{0.6 \times 319.6 \times 4.442}{8} = -468.27 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive (1) :

$$M_{2j} = -\frac{0.2 \times q_{sj} \times l_2}{8} = -\frac{0.2 \times 259.4 \times 4.442}{8} = -127.84 \text{ daN.m}$$

$$M_{2p} = -\frac{0.2 \times q_{sp} \times l_2}{8} = -\frac{0.2 \times 319.6 \times 4.442}{8} = -156.09 \text{ daN.m}$$

b) Moment fléchissant en travée :

$$M_{tj} = \frac{0.65 \times q_{sj} \times l_2}{8} = \frac{0.65 \times 259.4 \times 4.442}{8} = 415.48 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp} = \frac{0.65 \times q_{sp} \times l_2}{8} = \frac{0.65 \times 319.6 \times 4.442}{8} = 507.30 \text{ daN.m}$$

c) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée : $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Module de déformation longitudinale différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

d) Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

- Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

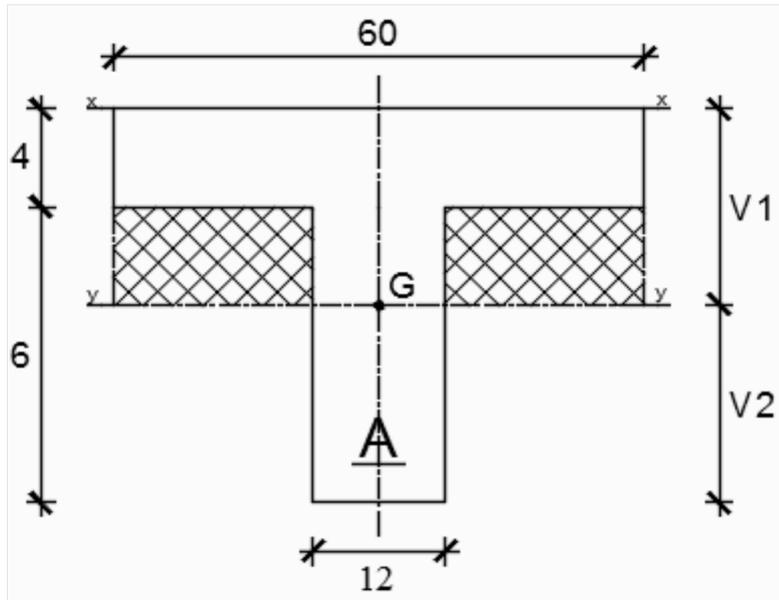


Figure 21 : section de calcul

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = 7,32 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = b \frac{V_1^3}{3} - (b-b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4154,8}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 114,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5073}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 139,51 \text{ MPa}$$

f) Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \times \rho \times \sigma_s + \text{ft}28}$$

○ On a : $f_t = 2,1 \text{ MPa}$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 114,25 + 2,1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,51$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 139,51 + 2,1} \rightarrow \mu_p = 0,45$$

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

○ Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times \text{ft}28}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,010925} = 3,69$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times \text{ft}28}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,010925} = 1,47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,51} = 7424,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 0,51} = 12228,84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \times \mu} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,45} = 8042,40 \text{ cm}^4$$

g) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4154,8 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 12228,84} = 0,66 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4154,8 \times 4,6^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 7424,54} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5073 \times 4.6^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 8042.40} = 0.41 \text{ cm}$$

h) La flèche totale :

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

$$\Delta_{ft} = (0.66 - 0.34) + (0.41 - 0.34)$$

$$\Delta_{ft} = 0.39 \text{ cm}$$

i) La flèche admissible :

$$l = 4.44 \text{ m} < 5.00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{444}{500} = 0.89$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0.39 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0.89 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée ✓

D'après les calculs et la vérification ; on a obtenus les résultats ci-dessous :

Tableau 12 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	3 ∅10	2 ∅6
En appui	1 ∅12	2 ∅6

III.3- Plancher à dalle pleine :

La dalle pleine: plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif. Ces planchers sont constitués d'une dalle pleine en béton (de 15 à 20 cm d'épaisseur) armée soit avec un treillis soudé, soit avec des aciers ligaturés. Comme pour les planchers précédents, les appuis de la dalle peuvent être des murs (de façade ou de refend) ou des poutres en béton armé.

III.3.1- Méthode de calcul :

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

* Si $\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \text{La charge est uniformément répartie.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La dalle porte suivant une seule direction.}$

* Si $\left\{ \begin{array}{l} 0,4 \leq \rho \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément répartie.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions.}$

* Si on a une charge concentrée
 \Rightarrow La dalle porte suivant deux directions quel que soit la valeur de ρ .

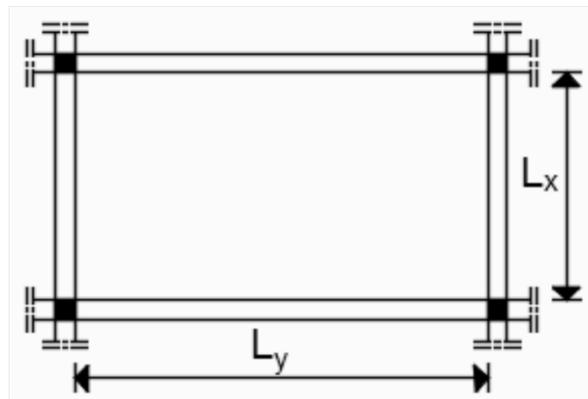


Figure 22 : Dimensions d'un panneau de dalle.

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

❖ Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [Pratique du BAEL 91-14.5].

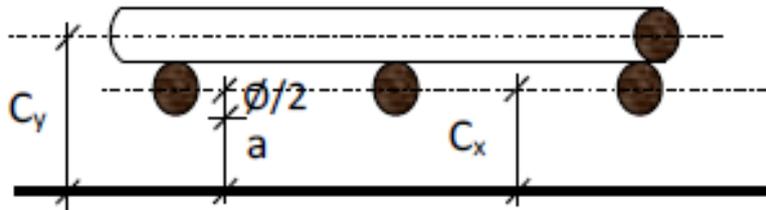


Figure 23 : Enrobage.

D'après l'article 91-14.5/ BAEL91,

On a : $\Phi \leq h_d / 10$ avec : $h_d = 15 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq 15 / 10 = 1,5 \text{ cm}$ On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

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

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 1 + \frac{1}{2} = 1,5 \text{ cm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 2,5 \end{cases}$$

➤ **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 ; 33) \Rightarrow \delta = 33 \text{ cm}$.

III.3.2. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

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

Tableau 13 : Tableau des combinaisons fondamentales.

Etat	Charges [daN/m ²]		Combinaisons d'action			Pour une bande de 1m de largeur		
	G	Q	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]
ELU	498	150	\bar{q}^u	$1,35G + 1,5Q$	897,3	q^u	$\bar{q}^u \times 1$	897,3
ELS			\bar{q}^s	$G + Q$	648	q^s	$\bar{q}^s \times 1$	623

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Moments fléchissant: } \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \bar{q} \times l_x^2 \rightarrow \text{suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M \times u \rightarrow \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y} ; v\right)$$

$$\text{et coefficient de poisson : } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{pour le béton fissuré [ELU];} \\ v = 0,2 \rightarrow \text{pour le béton non fissuré [ELS].} \end{cases}$$

➤ **Mode d'encastrement :**

On prend en compte la continuité telle qu'elle est préconisée dans le BAEL91 :

• **Sur appui :**

0,3 $M_0 \rightarrow$ Pour un appui de rive ;

0,5 $M_0 \rightarrow$ Pour un appui intermédiaire.

• **En travée :**

0,85 $M_0 \rightarrow$ pour une dalle de rive ;

0,75 $M_0 \rightarrow$ pour une dalle intermédiaire.

Avec : M_0 : Moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

III.3.3. Application :

- Type de panneau à étudiée :

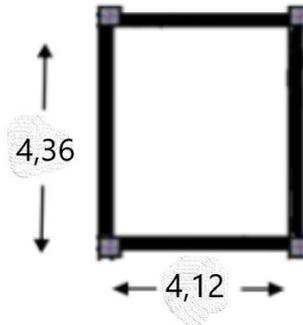


Figure 24 : Panneau étudiée

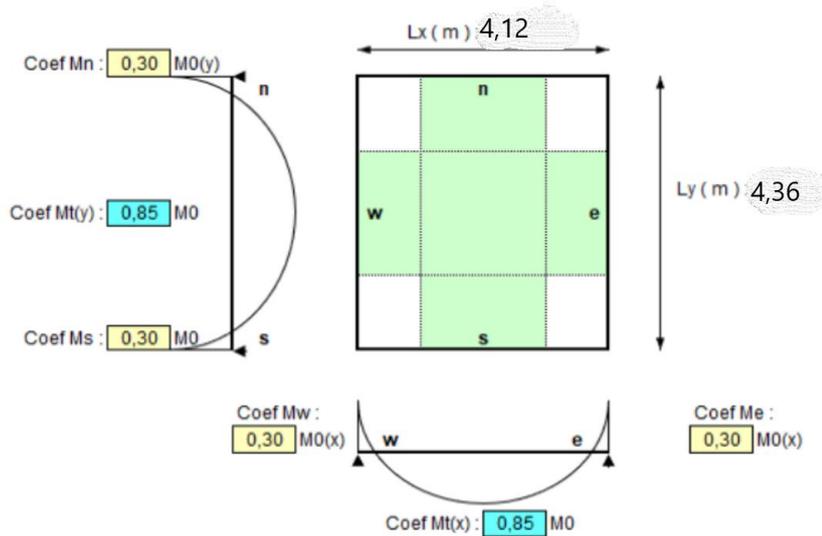


Figure 25 : schéma statique de panneau.

$L_x = 4,12 \text{ m}$

$L_y = 4,36 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,12}{4,36} = 0,94 \Rightarrow \text{la dalle porte suivant deux directions.}$$

a. Moment fléchissant en appuis :

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

(Sens X-X) :

$\mu_{xu} = 0,0456 [B. A. E. L.91]$

$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 = 0,0456 \times 897,3 \times 4,12^2 = 694,54 \text{ daN.m}$

$M_w = -0,3 \times M_{xu} = -208,362 \text{ daN.m}$

$$M_e = -0,3 \times M_{xu} = -208,362 \text{ daN.m}$$

(Sens Y-Y) :

$$\mu_{yu} = 0,7834 \text{ [B. A. E. L. 91]}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = 0,7834 \times 694,54 = 544,1 \text{ daN.m}$$

$$M_n = -0,3 \times M_{yu} = -163,23 \text{ daN.m}$$

$$M_s = -0,3 \times M_{yu} = -163,23 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

(Sens X-X) :

$$\mu_{xs} = 0,0528 \text{ [B. A. E. L. 91]}$$

$$M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 = 0,0528 \times 623 \times 4,12^2 = 558,36 \text{ daN.m}$$

$$M_w = -0,3 \times M_{xs} = -167,508 \text{ daN.m}$$

$$M_e = -0,3 \times M_{xu} = -167,508 \text{ daN.m}$$

(Sens Y-Y) :

$$\mu_{ys} = 0,8502 \text{ [B. A. E. L. 91]}$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} = 0,8502 \times 558,36 = 474,71 \text{ daN.m}$$

$$M_n = -0,3 \times M_{yu} = -142,41 \text{ daN.m}$$

$$M_s = -0,3 \times M_{yu} = -142,41 \text{ daN.m}$$

b. Moment fléchissant en travées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

Sens X-X :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{xu} = 0,85 \times 694,54 = 590,36 \text{ daN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{yu} = 0,85 \times 544,1 = 462,485 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

Sens X-X :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{xs} = 0,85 \times 558,36 = 474,60 \text{ daN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{ys} = 0,85 \times 474,71 = 403,5 \text{ daN.m}$$

Tableau 14 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées.

Pan nea ux	L _x	L _y	ρ= L _x /L _y	ELU v = 0						ELS v = 0,2									
				μ _x	μ _y	M _x [daN.m]	M _{ax} [daN.m]	M _{tx} [daN.m]	M _y [daN. m]	M _{ay} [daN.m]	M _{ty} [daN. m]	μ _x	μ _y	M _x [daN.m]	M _{ax} [daN.m]	M _{tx} [daN.m]	M _y [daN.m]	M _{ay} [daN.m]	M _{ty} [daN. m]
1	4,12	4,36	0,94	0,0456	0,7834	694,54	-208,36	590,36	544,1	-163,23	462,5	0,0528	0,8502	558,36	-167,50	474,60	474,71	-142,41	403,5

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

➤ Sens X-X :

a) **En travées :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 5903,6 \text{ N.m}$$

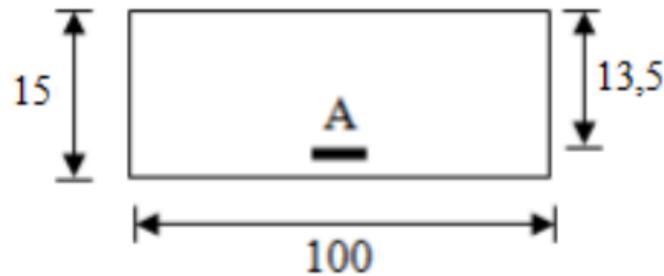


Figure 26 : Section de calcul en travée x-x.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5903,6}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \text{A}' \text{ n'existe pas; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0278$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,988$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5903,6}{348 \times 0,988 \times 13,5} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Condition de non fragilité :

$$[\text{CBA91/A4.2.1}] \text{ Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,27 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Espacement maximal des armatures :

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

• Choix des armatures :

$$2\text{T12}/\text{mL } A = 2,26 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

(T12 e=15 cm).

❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{tx}^s = 5883,6 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexionsimple} \\ \text{SectionrectangulaireavecA}' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma b \leq \bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5903,6}{4746} = 1,24$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0278 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,371 \quad \sigma b \leq \bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma b < \bar{\sigma b} = 15 \text{ MPa}$
- ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- ✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

b) En appuis :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 2083,6 \text{ N.m}$$

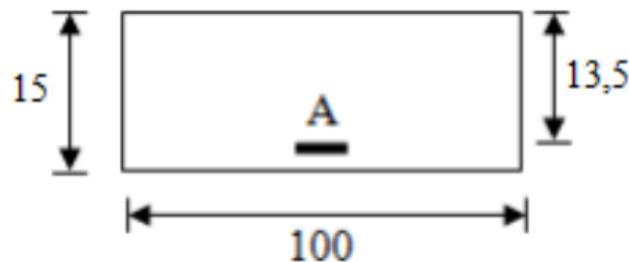


Figure 27 : Section de calcul en appuis (X-X).

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2083,6}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \text{A n'existepas; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2083,6}{348 \times 0,995 \times 13,5} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Condition de non fragilité :

[CBA91/A4.2.1] Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{mL}$

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

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

2T12/mL $A = 2,26 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

(T12 e=15 cm).

- ❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{ax}^s = 1675 \text{ N.m}$$

Flexionsimple

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

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{2083,6}{1675} = 1,244$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,013 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,372 \sigma b \leq \bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

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

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

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

(Aucune vérification pour (σ_s))

➤ Sens Y-Y :

a) **En travées :**

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 5441 \text{ N.m}$$

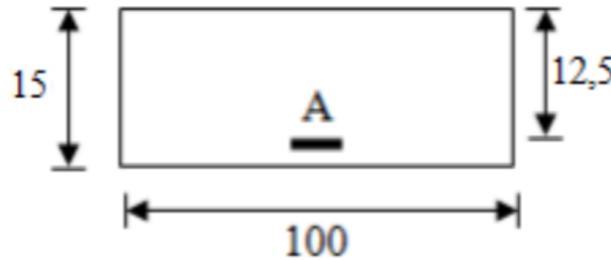


Figure 28 : section de calcul en travée (Y-Y).

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4625}{14,2 \times 100 \times 12,5^2} = 0,0208$$

$$\mu = 0,0208 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A \text{ n'existe pas; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0263$$

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

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4625}{348 \times 0,989 \times 12,5} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

• Condition de non fragilité :

$$[\text{CBA91/A4.2.1}] \text{ Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

• Espacement maximal des armatures :

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

• Choix des armatures :

$$2\text{T12}/\text{mL } A = 2,26 \text{ cm}^2/\text{mL.}$$

(T12 e=15 cm).

❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{ty}^s = 4035 \text{ N.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexionsimple} \\ \text{SectionrectangulaireavecA}' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma b \leq \bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4625}{4035} = 1,14$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,03 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma b \leq \bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

• Conclusion :

- ✓ $\sigma b < \bar{\sigma b} = 15 \text{MPa}$
- ⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
- ✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

b) En appuis :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 1632,3 \text{ N.m}$$

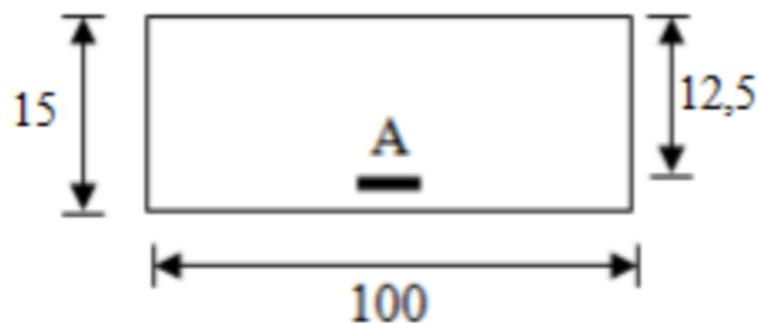


Figure 29 : section de calcul en appuis (y-y).

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1632,3}{14,2 \times 100 \times 12,5^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1632,3}{348 \times 0,995 \times 12,5} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

- Condition de non fragilité :

[CBA91/A4.2.1] Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{mL}$

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

- Espacement maximal des armatures :

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

- Choix des armatures :

2T12/mL $A = 2,26 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

(T12 e=15 cm).

- ❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_{ay}^s = 1424,1 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq A$ } $\Rightarrow \alpha? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma b \leq \bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
Acier FeE400

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{1632,3}{1424,1} = 1,146$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,013 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,323 \sigma b \leq \bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

- ✓ $\sigma b < \bar{\sigma b} = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.3.5. vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2BAEL91 »
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\tau < \bar{\tau}$

➤ Détermination de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$$T_u^{\max} = ?$$

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow T_x^u = 1028,43 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \rightarrow T_y^u = 867,77 \text{ daN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x^u; T_y^u) = 1028,43 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{102843}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,76 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

III.3.6. Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

(Pour le panneau le plus défavorable n°1)

- La vérification de flèche se fait sous la combinaison (G + P).
- Les flèches sont calculées en utilisant les méthodes d'R.D.M. en faisant certaines modifications pour prendre en compte les fissures dans les zones tendues.

Pour un hourdis (dalle pleine) portant sur quatre côtés ; la vérification de flèche n'est pas nécessaire si :

- $\frac{\square}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ (fe en MPa)}$

M_x : moment pour une bande de 1 m de largeur d'une dalle reposant simplement sur son pourtour.

M_{tx} : moment en travée prenant en compte l'effet de l'encastrement ou de la continuité.

N.B : les moments M_{tx} et M_x sont les moments de service.

➤ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{15}{412} = 0,036 < \frac{590,36}{20 \times 694,54} = 0,042 \Rightarrow \text{(condition non vérifiée)}$$

$$\frac{2,26}{100 \times 13,5} = 0,0018 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Conclusion :

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

On doit vérifier que :

$$\Delta ft = (fgv - fji) + (fpi - fgi) \leq \Delta ft_{\max}$$

Avec :

fgv, fgi : Les flèches dus à charge g ;

fji : La flèche dus à la charge j ;

fpi : La flèche dus à la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 498 \times 1 = 498 \text{ daN/mL}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons,

$$j = (498 - 100) = 398 \text{ daN/mL}$$

p : charge totale ;

$$p = (G + Q) \times 1 = (498 + 150) \times 1 = 648 \text{ daN/mL}$$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^s = 0,75 \times M_{tx}^g = 0,75 \times \mu_{xs} \times g \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0528 \times 498 \times 4,12^2$$

$$M_{tg}^s = 334,75 \text{ daN/ml} = 3,3475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^s = 0,75 \times M_{tx}^j = 0,75 \times \mu_{xs} \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0528 \times 398 \times 4,12^2$$

$$M_{tj}^s = 267,53 \text{ daN/ml} = 2,6753 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tp}^s = 0,75 \times M_{tx}^p = 0,75 \times \mu_{xs} \times p \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0528 \times 648 \times 4,12^2$$

$$M_{tp}^s = 435,57 \text{ daN/ml} = 4,3557 \text{ KN/ml}$$

b) Module de déformation longitudinale :

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

- Module de déformation différée : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,8 \text{ MPa}$

c) Calcul du moment d'inertie I_0 :

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

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

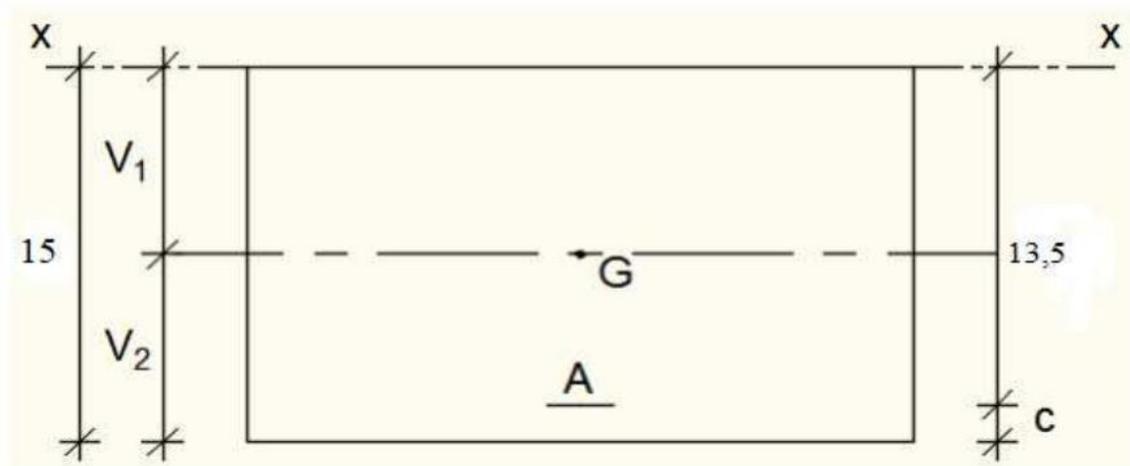


Figure 30 : coordonnées de centre de gravité.

$$v_1 = \frac{(b \times \square \times \frac{\square}{2}) + (n \times A \times d)}{(b \times \square) + (n \times A)}$$

$$v_1 = \frac{(100 \times 15 \times \frac{15}{2}) + (15 \times 2,26 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (15 \times 2,26)} = 7,63 \text{ cm}$$

$$v_2 = \square - v_1 = 15 - 7,63 = 7,37 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 16108,02 \text{ cm}^4$$

d) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations σ_s :

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

Avec :

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,26}{100 \times 13,5} = 0,167 \rightarrow \beta_1 = 0,945$$

ρ : le pourcentage ou rapport de l'air A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{2675,3}{2,26 \times 0,945 \times 13,5} = 92,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3347,5}{2,26 \times 0,945 \times 13,5} = 116,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4355,7}{2,26 \times 0,945 \times 13,5} = 151,07 \text{ MPa}$$

e) Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00167 \times 92,79 + 2,1} = -0,35$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00167 \times 116,1 + 2,1} = -0,28$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00167 \times 151,07 + 2,1} = -0,18$$

f) Calcul des moments fictifs I_f :

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

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) 0,00167} = 12,57$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) 0,00167} = 5,03$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 16108,02}{1 + 12,57 \times (0)} = 17718,82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 16108,02}{1 + 5,03 \times (0)} = 17718,82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 16108,02}{1 + 12,57 \times (0)} = 17718,82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 16108,02}{1 + 12,57 \times (0)} = 17718,82 \text{ cm}^4$$

g) Calcul des flèches partielles f :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{3347,5 \times 4,12^2 \times 10^4}{10 \times 10818,8 \times 17718,82} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{3347,5 \times 4,12^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 17718,82} = 0,09 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fj}^i} = \frac{2675,3 \times 4,12^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 17718,82} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4355,7 \times 4,12^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 17718,82} = 0,13 \text{ cm}$$

h) Calcul de flèche total :

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

$$\Delta_{ft} = (0,29 - 0,08) + (0,13 - 0,09)$$

$$\Delta_{ft} = 0,25 \text{ cm}$$

i) Calcul de la flèche admissible :

$$l = 4,12\text{m} > 5,00\text{m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{412}{500} = 0,824 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,25\text{cm} < \Delta_{ftmax} = 0,824\text{cm}$$

La flèche est vérifiée.

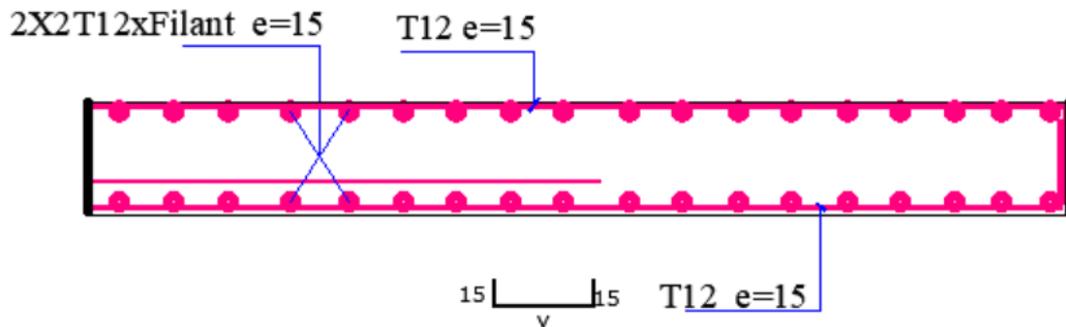
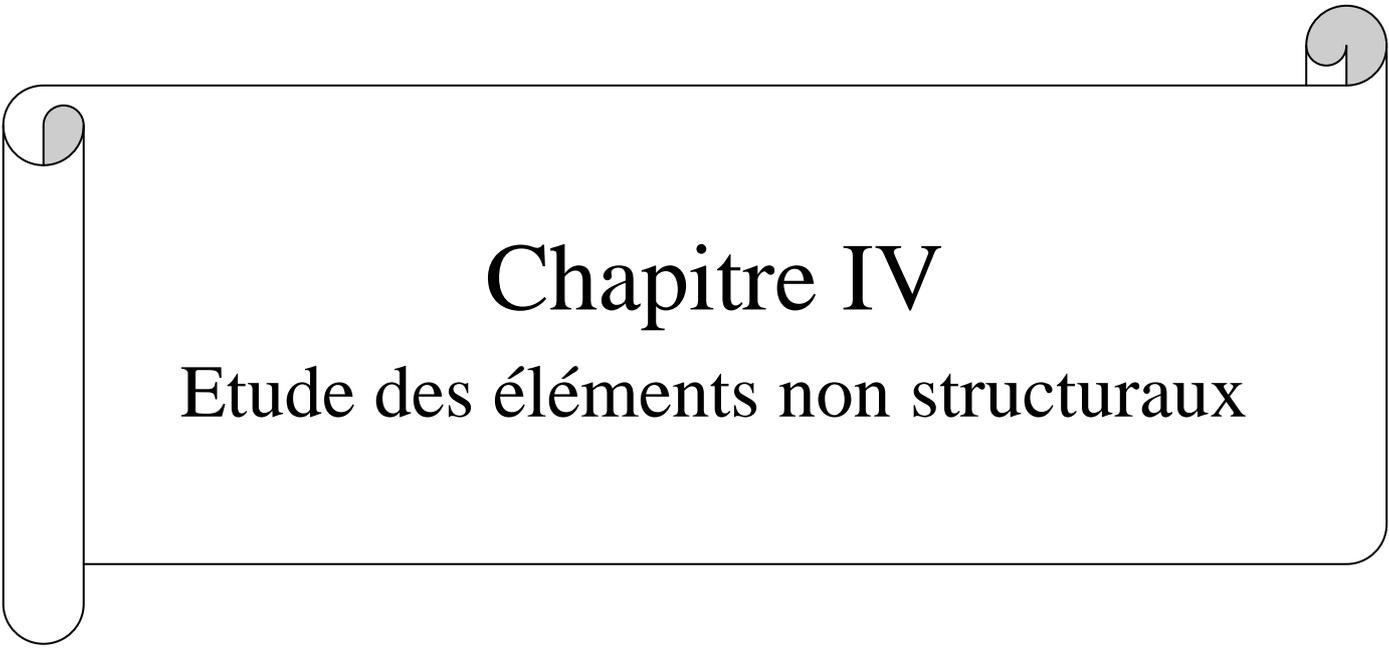


Figure 31 : Ferrailage de la dalle pleine.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both featuring rounded ends and a slight shadow effect.

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV. Etude des éléments non structuraux

IV.1. Etude des escaliers :

IV.1.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, ils sont constitués d'une succession de gradins en béton armé ou bois ou métal.

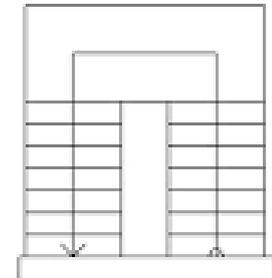


Figure 32 : schéma d'un escalier.

IV.1.2. Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la partie horizontale d'une marche s'appelle marche et la partie verticale s'appelle contre marche, la distance entre les nés des deux marches successives s'appelle giron.

La dalle qui supporte les marches s'appelle la paillasse, ces dernières sont terminées par fois par des paliers de repo et appuyées sur des poutres palières ou limon ou crémaillère.

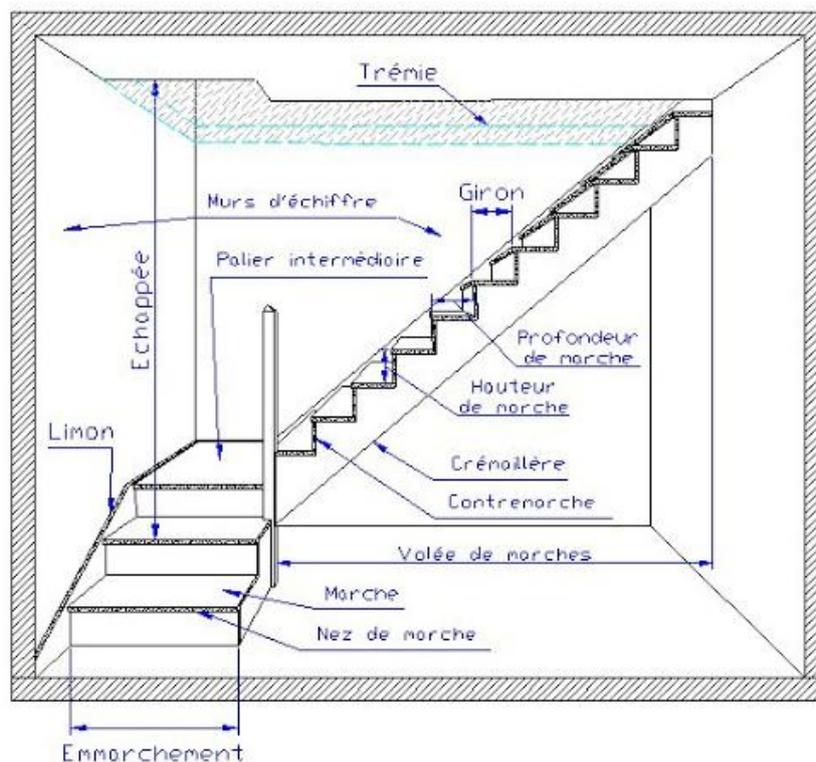


Figure 33 : les composants d'un escalier

IV.1.3. Pré dimensionnement de l'escalier :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de « BLONDEL » :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec : h : hauteur de la marche et g la largeur de la marche.

$$H = n \cdot h \rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1)g \rightarrow g = L / (n-1).$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

➤ **un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \text{ et } 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

❖ **Pour S/SOL :**

On prend : h = 15.5 cm et g = 30 cm

$$60\text{cm} \leq g + 2h = 30+2(15.5) = 61 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

$$\text{Le nombre de contre marches : } n = \frac{H}{\square} = \frac{125}{15.5} = 8$$

$$N = n-1: \text{ nombre des marche par volées} = 7$$

• **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{\square}{g} = \frac{15.5}{30} = 0.51 \text{ D'où } \alpha = 27.02^\circ$$

• **La longueur de la pailasse :**

$$L' = h \times n / \sin \alpha$$

$$L' = 0,155 \times 8 / \sin 27.02 = 1,24 / \sin 27.02$$

$$L' = 2,73 \text{ m}$$

• **L'épaisseur de la pailasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{273}{30} \leq ep \leq \frac{273}{20} \Rightarrow 9.10 \leq ep \leq 13.65$$

$$\text{On prend : } ep = 15 \text{ cm}$$

❖ **Pour RDC :**

On prend : h = 17cm et g = 30 cm

$$60\text{cm} \leq g + 2h = 30+2(17) = 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

$$\text{Le nombre de contre marches : } n = \frac{H}{\square} = \frac{204}{17} = 12$$

$$N = n-1: \text{ nombre des marche par volées} = 11$$

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \text{ D'où } \alpha = 29.53^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L' = h \times n / \sin \alpha$$

$$L' = 0,17 \times 12 / \sin 29.53 = 2,04 / \sin 29.53$$

$$L' = 4,13 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{413}{30} \leq ep \leq \frac{413}{20} \Rightarrow 13.76 \leq ep \leq 20.65$$

On prend : $ep = 15 \text{ cm}$

✓ **Conclusion :**

On a un seul type d'escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance.

❖ **Pour les étages courants :**

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

$$60\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

$$\text{Le nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$N = n - 1$: nombre des marche par volées = 8

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \text{ D'où } \alpha = 29.53^\circ$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L' = h \times n / \sin \alpha$$

$$L' = 0,17 \times 9 / \sin 29.53 = 1,53 / \sin 29.53$$

$$L' = 3,10 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{310}{30} \leq ep \leq \frac{310}{20} \Rightarrow 10.33 \leq ep \leq 15.5$$

On prend : $ep = 15 \text{ cm}$

IV.1.4. Descente de charges :

❖ volée :

Tableau 15 : Les charges de la volée

Pour S/SOL : (h=15.5cm ; g = 30cm)			
Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	/	/	1.04
Revêtement vertical ($1.04 \times \frac{h}{g}$)	/	/	0,54
Poids propre des marches ($22 \times \frac{h}{2}$)	/	/	1.70
Poids propre de la pailleasse ($25 \times \frac{ep}{\cos \alpha}$)	/	/	4,20
Enduit au ciment ($0.18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$)	/	/	0.303
Charge permanent G			7.78
Charge d'exploitation Q			2.5

○ **Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_1^u = 1,35 \times 7,78 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_1^u = 14,25 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1$$

$$q_1^{ser} = 7,78 + 2,5$$

$$q_1^{ser} = 10,28 \text{ KN/m}^2$$

➤ Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1,00 = 14,25 \times 1,00 = 14,25 \text{ KN/mL.}$$

$$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1,00 = 10,28 \times 1,00 = 10,28 \text{ KN/mL.}$$

Tableau 16 : Les charges de la volée

Pour RDC et Etage courant : (h=17cm ; g = 30cm)			
Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)	/	/	1.04
Revêtement vertical $(1.04 \times \frac{h}{g})$	/	/	0,59
Poids propre des marches $(22 \times \frac{h}{2})$	/	/	1.87
Poids propre de la paillasse $(25 \times \frac{ep}{\cos \alpha})$	/	/	4,31
Enduit au ciment $(0.18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha})$	/	/	0.310
Charge permanent G			10.91
Charge d'exploitation Q			2.5

○ **Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_1^u = 1.35 \times 10.91 + 1.5 \times 2,5$$

$$q_1^u = 18.48 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{ser} = G_1 + Q_1$$

$$q_1^{ser} = 10.91 + 2,5$$

$$q_1^{ser} = 13.11 \text{ KN/m}^2$$

➤ Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_1^u = q_1^u \times 1.00 = 18.48 \times 1.00 = 18.48 \text{ KN/mL.}$$

$$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1.00 = 13.11 \times 1,00 = 13.11 \text{ KN/mL.}$$

Le palier :

Tableau 17 :Les charges du palier.(s/sol, RDC, les étages)

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	27	0,02	0,54
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	15.3	0,02	0.306
Charge permanent G			5
Charge d'exploitation Q			2,50

• **Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_2^u = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

$$q_2^u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_2^u = 10,5 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_2^{ser} = G_2 + Q_2$$

$$q_2^{ser} = 5 + 2,5$$

$$q_2^{ser} = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = q_2^u \times 1,00 = 10,5 \times 1,00 = 10,5 \text{ KN/mL.}$$

$$q_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1,00 = 7,5 \times 1,00 = 7,5 \text{ KN/mL.}$$

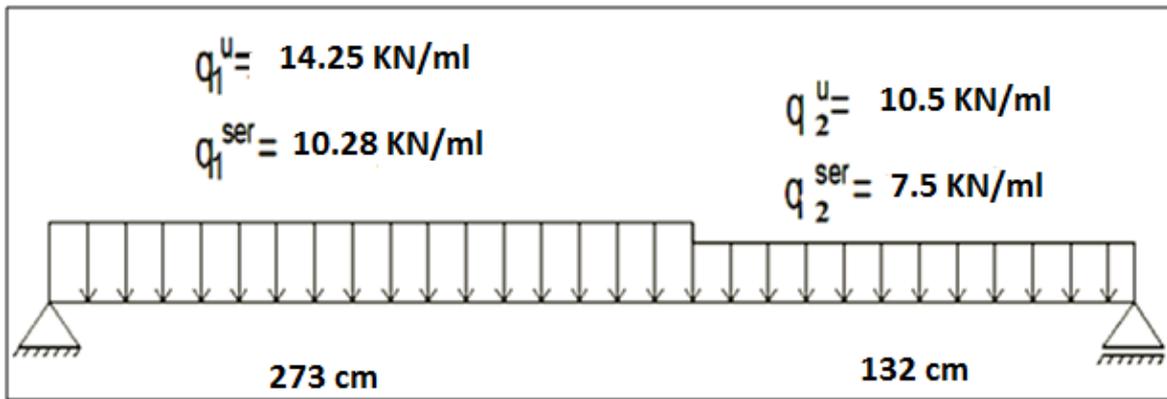


Figure 34 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos S/SOL.

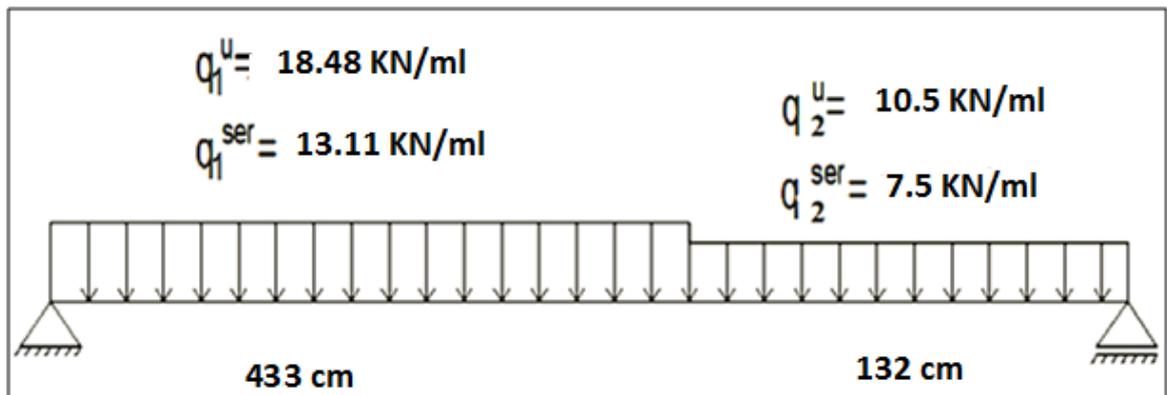


Figure 35 : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos RDC.

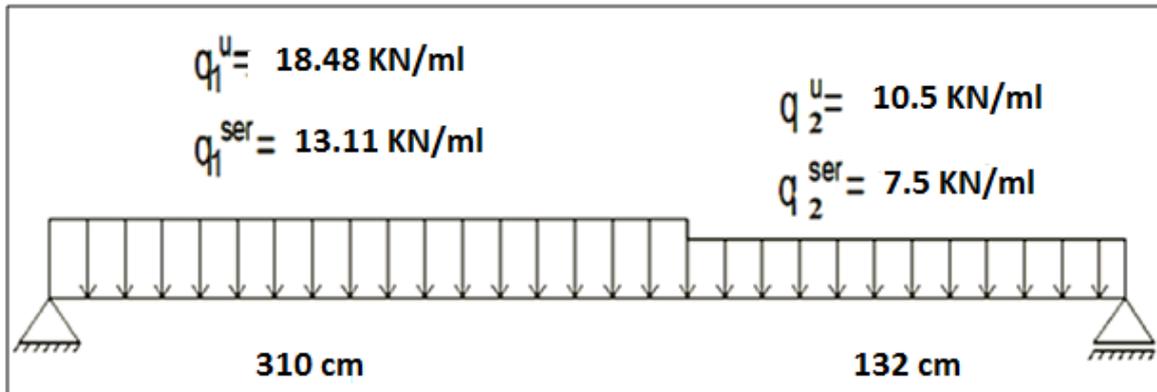


Figure 36 : Schéma statique d'un escalier a pailasse avec palier de repos Etage courant.

❖ **Calcul des réactions R_A ; R_B :**

$$+R_A - q_u^1 \times 4.13 - q_u^2 \times 1.32 + R_B = 0$$

$$+R_A - 18.48 \times 4.13 - 10.5 \times 1.32 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 90.18 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/A = 18.48 \times \frac{4.13^2}{2} + 10.5 \times 1.32 \times 4.79 - R_B \times 5.45 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B = 40.72 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 90.18 \text{ KN} \rightarrow R_A = 90.18 - 40.72 \Rightarrow R_A = 49.46 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime :**

Section I-I : $0 \leq x \leq 4.13 \text{ m}$

$$T_1(x) = R_A - q_1^u x = 49.46 - 18.48 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_1(0) = 49.46 \text{ KN} \\ x = 4.13 & \Rightarrow T_1(4.13) = -26.86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_1(x) = R_A \times x - q_1^u \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_1(0) = 0 \\ x = 4.13 & \Rightarrow M_1(4.13) = 46.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max} \frac{dM_1(x)}{dx} = T_1(x) = 0$$

$$49.46 - 18.48 X_m = 0 \quad \Rightarrow \quad X_m = 2.67 \text{ m}$$

$$M_{max} = 66.18 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{au} = -0,2M_{max} = -13.23 \text{ KN. m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tu} = 0,8M_{max} = 52.94 \text{ KN. M}$$

➤ **Etat limite service :**

$$+R_A - q_u^1 \times 4.13 - q_u^2 \times 1.32 + R_B = 0$$

$$+R_A - 13.11 \times 4.33 - 7.5 \times 1.32 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 64.04 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/A = 13.11 \times \frac{4.13^2}{2} + 7.5 \times 1.32 \times 4.79 - R_B \times 5.45 = 0 \Rightarrow R_B = 29.21 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 90.18 \text{ KN} \rightarrow R_A = 64.04 - 29.21 \rightarrow R_A = 34.83 \text{ KN}$$

Section I-I : $0 \leq x \leq 4.13 \text{ m}$

$$T_1^S(x) = R_A^S - q_1^S x = 34.83 - 13.11x$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T_1^S(0) = 34.83 \text{ KN} \\ x = 4.13 \Rightarrow T_1^S(4.13) = -19.31 \text{ KN} \\ M_1'(x) = 34.83x - 13.11 \times \frac{x^2}{2} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M_1^S(0) = 0 \\ x = 4.13 \Rightarrow M_1^S(4.13) = 32.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max}^S \frac{dM_1^S(x)}{dx} = T_1(x) = 0$$

$$34.83 - 13.11x_m^S = 0 \Rightarrow x_m^S = 2.65 \text{ m}$$

$$M_{max}^S = M_1^S(x_m^S) = 46.26 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{as} = -0,2M_{max} = -9.25 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{ts} = 0,8M_{max} = 37 \text{ KN. M}$$

Moments fléchissant :

- **E.L.U :**

Moment en appuis : $M_{au} = -13.23 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_{tu} = 52.94 \text{ KN.m}$

- **E.L.S :**

Moment en appuis : $M_{as} = -9.25 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_{ts} = 37 \text{ KN.m}$

IV.1.5. Calcul du ferrailage :**A. En travée :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) : $M_t^u = 52.94 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{52940}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.20$$

$$\mu = 0.234 < \mu_l = 0.392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0.28$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \implies \beta = 0.88$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{52940}{348 \times 0.88 \times 13} = 12.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times d = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \implies A = 12.08 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$8\text{T}14\text{ml} \implies A = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}14 \implies e = 12 \text{ cm}.$$

Etat limite de service (E.L.S) : $M_t^{\text{ser}} = 37 \text{ KN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\bar{\sigma}_b$ } si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{52.94}{37} = 1.43$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46$$

$$\alpha = 0.28 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.46 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

✓ Fissuration peu nuisible \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 \Rightarrow A_r = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$\begin{aligned} 4\text{T}10/\text{ml} &\Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (\text{T}10 &\Rightarrow e = 25 \text{ cm}) \end{aligned}$$

B. En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) : $M_a^u = - 14.06 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14060}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.054$$

$\mu = 0.038 < \mu_l = 0,392 \implies$ (acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{14060}{348 \times 0.972 \times 13.5} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max (A_{cal} ; A_{min}) \implies A = 3.01 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6\text{T}8/\text{ml} \Rightarrow A = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{T}8 \Rightarrow e = 17 \text{ cm.}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) : $M_a^{ser} = - 9.98 \text{ KN.m}$

Section rectangulaire avec $\hat{A} \hat{z}$ } si $\alpha ? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
 Acier FeE400 }

Flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{14.06}{9.98} = 1.40$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha = 0.034 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

✓ Fissuration peu nuisible \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Armatures de répartition :

$$A_r = 3.02 / 4 \Rightarrow A_r = 0.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$2T8/\text{ml} \Rightarrow A = 1.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 49.46 \text{ KN} = 49460 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{49460}{100 \times 13 \times 100} = 0.38 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

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

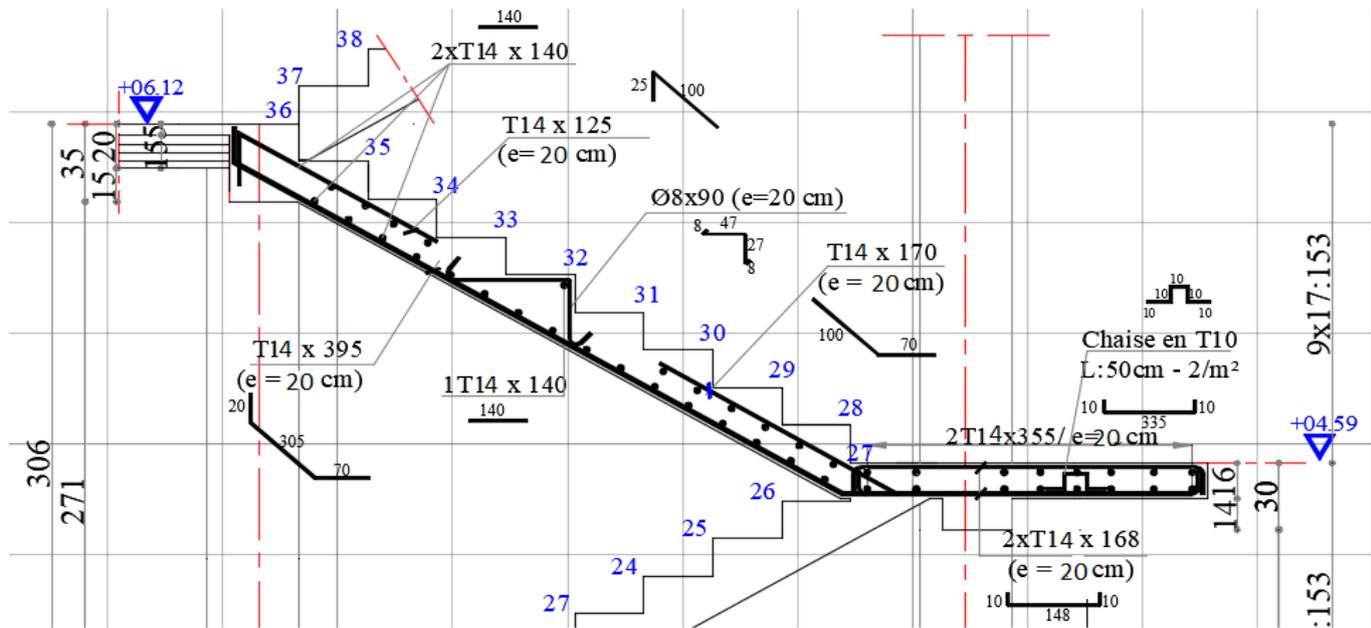


Figure 37 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.

IV.1.6. Poutre palière :**IV.1.6.1. Pré-dimensionnement :**

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Critère de flèche :

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

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre

b : Largeur de la poutre ;

✓ Conditions imposées par le RPA99 (version2003) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$;
- $h \geq 30 \text{ cm}$;
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$;

Dans notre projet, On a :

$L = 340 \text{ cm}$;

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h \leq 340 \text{ cm}$$

Donc ; On prendra : **b = 30 cm** et **h = 30 cm**

✓ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version2003) :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $0.25 \leq 1 \leq 4$
- } Conditions vérifiées

Remarque : la section de la poutre palière est de dimension **(30 × 30) cm²**

IV.1.6.2. Evaluation des charges :

Calcul du poids propre g_p de la poutre palière :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$g_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 \Rightarrow g_p = 2.25 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g'_{mur} = g_{mur} \times \frac{h_e}{2}$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{mur} = (0.90 + 1.30 + (2 \times 18 \times 0.015)) = 2.74 \text{ KN/m}$$

$$\text{Hauteur libre du mur : } h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m}$$

$$g'_{mur} = 274 \times \frac{2.91}{2} = 398.67 \text{ daN/ml} = 3.9867 \text{ KN/ml}$$

Réaction de la volée et du palier :

$$R_B = 40.72 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1.35 (g_p + g'_{mur}) + R_B q_u = 49.13 \text{ KN/ml}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = (g_p + g'_{mur}) + R_B q_{ser} = 46.95 \text{ KN/ml}$$

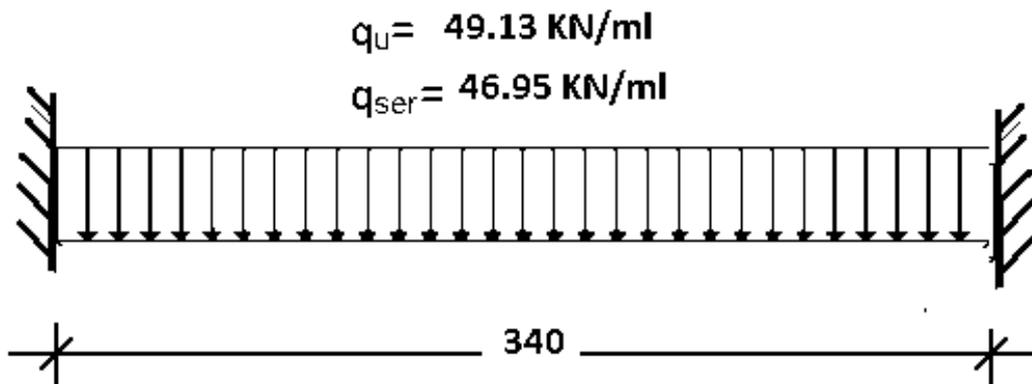


Figure 38 : Schéma statique de la poutre palière.

❖ **Calcul du moment fléchissant maximum :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{49.13 \times 3.40^2}{8} = 70.99 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^u = 0.8 \times M_0^u = 56.79 \text{ KN.m} \\ M_a^u = -0.2 \times M_0^u = -14.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{46.95 \times 3.4^2}{8} = 67.84 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^s = 0.8 \times M_0^u = 54.27 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0.2 \times M_0^u = -13.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 18 : Tableau des moments fléchissant maximum.

	E.L.U	E.L.S
Travée	56.79	54.27
Appuis	- 14.20	- 13.56

IV.1.6.3. Calcul du ferrailage :

En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 56.79 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{56790}{14.2 \times 30 \times 27^2} = \mathbf{0.182}$$

$$\mu = 0.182 < \mu_l = 0.392 \implies (\text{acier FE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0.25$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \implies \beta = 0.90$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{56790}{348 \times 0.9 \times 27} = \mathbf{6.71 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \implies A = 6.71 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12(\text{filante}) + 3T12(\text{chapeaux})/\text{ml} \implies A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^s = 54.27 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \bar{A} } si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
 Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_{ser}^u} = \frac{56.75}{54.27} = \mathbf{1.045}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.075-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.27}$$

$$\alpha = 0.045 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.27 \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

✓ Fissuration peu nuisible ➔ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appui :

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

$$M_a^u = - 14.20 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14200}{14.2 \times 30 \times 27^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_l = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0.057$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0.97$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{14200}{348 \times 0.977 \times 27} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) \implies A = 1.32 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T10/\text{ml} \implies A = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_a^s = -13.56 \text{ KN.}$$

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

} si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc28 = 15 \text{ MPa}$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{14.20}{13.56} = 1.047$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.070-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27$$

$$\alpha = 0.036 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.27 \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc28 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible ➔ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues (Aucune vérification pour (σ_s))

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :[CBA93/A.5.1.3] :

$$T_u^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{4946 \times 3.4}{2} = 8408.2 \text{ daN/ml}$$

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 27a = 24.3$$

$$T_u^{max} = 84082 \text{ N} \leq 0.267 \times 24.3 \times 30 \times 25 \times 100 = 486607.5 \text{ N}$$

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

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures [CBA93/A.5.1.3.2.1] :

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 2.36 \geq \frac{1.15}{400} \left[84082 + \frac{14200}{0.9 \times 27} \right] 10^{-2}$$

$$A_{inf} = 2.58 > 2.20 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

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] :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{84082}{30 \times 27 \times 100} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.}$$
d) Section et écartement des armatures transversales A_t [Article BAEL91/4.2.3] :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_{1min} \right]$$

$$\varphi_t \geq \min \left[\frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right] = 2 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

$$4\varphi 8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \sin \alpha = 1, \quad \cos \alpha = 0 \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq 179.94 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (32.4 ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq 32.4 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2]}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2]}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 32.4 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

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

IV.2. Etude de l'acrotère:

IV.2.1. Introduction :

L'acrotère est un rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment au-dessus de la terrasse. Il est réalisé en maçonnerie ou en béton armé. Il est considéré commettant une console encastree dans le plancher terrasse, soumise à son poids propre et une force horizontale.

IV.2.2. Le rôle de l'acrotère :

- ✓ Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- ✓ Donne un aspect esthétique et
- ✓ Protection des personnes.

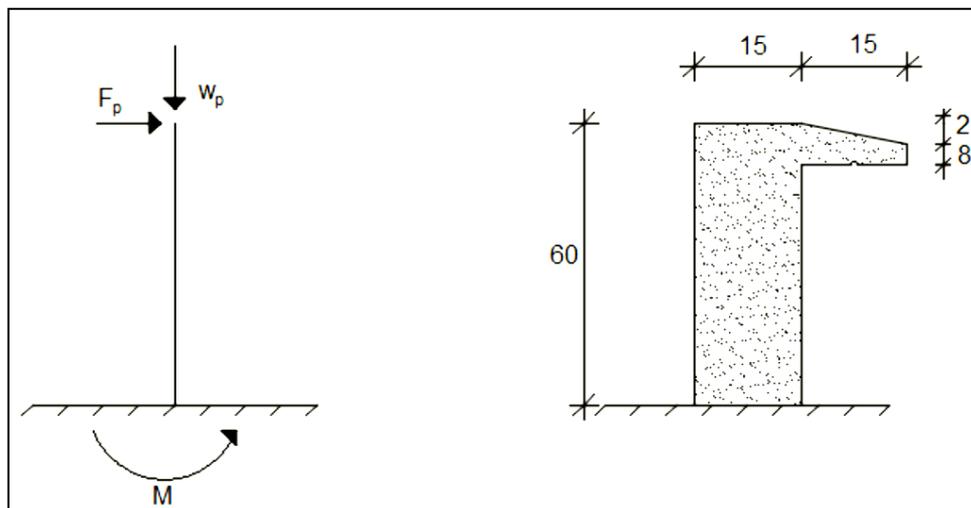


Figure 39 : Schéma statique et dimensions d'acrotère

IV.2.3. Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents et séisme F_p) qui créent un moment de renversement M_f donnée par l'article [6.2.3/ RPA99, V2003].

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.2.4. Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré

$$W_p = \rho \times v = 25 \times \left[\frac{(0,02 \times 0,15)}{2} + (0,08 \times 0,15) + (0,60 \times 0,10) \right] \times 1 \text{ m}$$

$$W_p = 1.83 \text{ KN.}$$

- **La force horizontale:** F_p [RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3]

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

Avec :

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

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

Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.1$ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$ (Élément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.83$$

$$F_p = 0.87 \text{ KN}$$

- **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times W_p \\ M_u = 1.5 \times F_p \times L \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} N_u = 1.35 \times 1.83 \\ M_u = 1.5 \times 0.87 \times 0.6 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} N_u = 2.37 \text{ KN} \\ M_u = 0.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} N_{ser} = Wp \\ M_{ser} = F_P \times L \end{cases} \quad \begin{cases} N_{ser} = 1.83 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

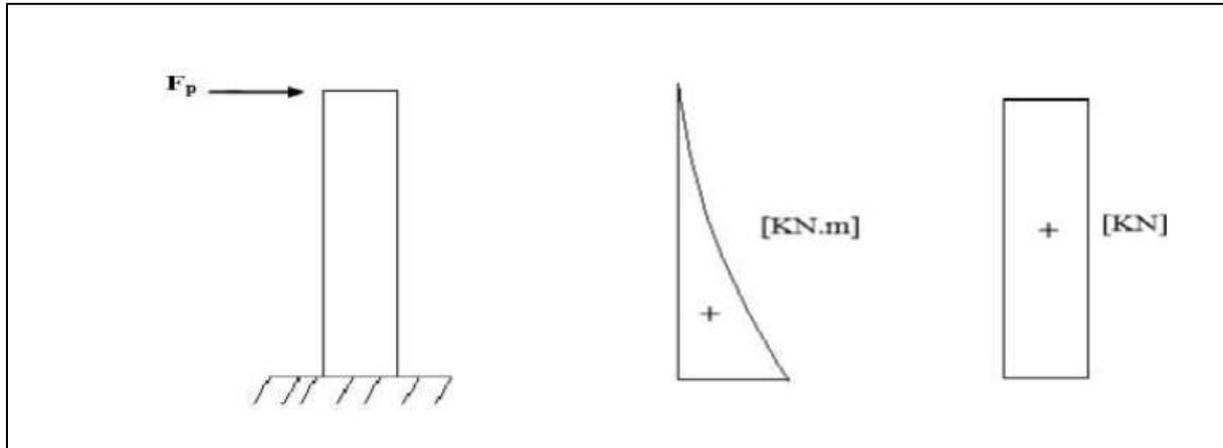


Figure 40 : diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants de l'acrotère.

IV.2.5. Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur; la section de calcul est (100×15) cm².

- Etat limite ultime (E.L.U.) :
- Position du point d'application de l'effort normal de compression :(N)

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.78}{2.37} = 0.33 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,33 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

calcul

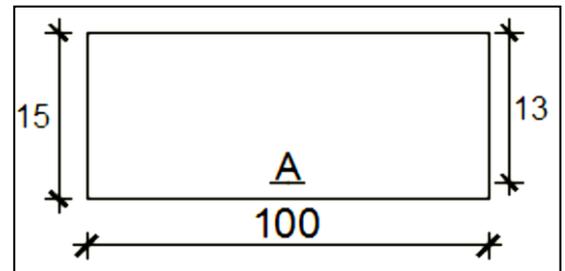


Figure 41 : section de

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

Donc la section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue

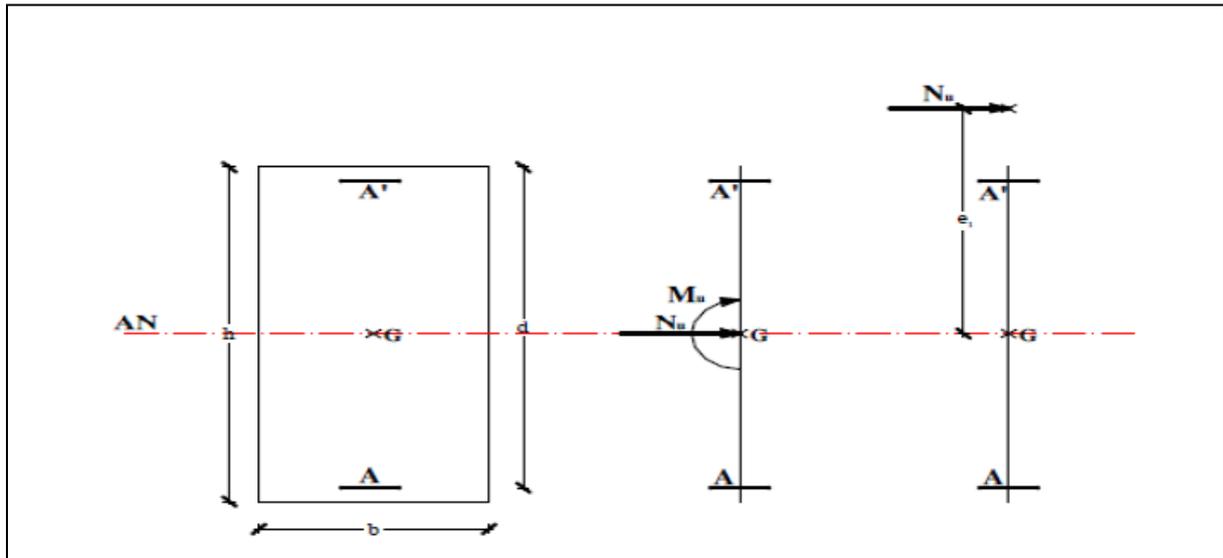


Figure 42 : Position du point d'application de l'effort normal Nu

$$M_f = N_u \times e = N_u \cdot (e_0 + \frac{h}{2} - c') = 2.37 \times (0.33 + \frac{0.15}{2} - 0.02) = 0.912 \text{ KN.m}$$

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

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_f^u = 912 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{912}{14,17 \times 100 \times 13^2} = 0.01$$

$$\mu = 0.01 < \mu_l = 0.392$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,001$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{912}{348 \times 0.99 \times 13} = 0.20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.20 - \frac{2370}{100 \times 348} = 0.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$A_t = 3,75 \rightarrow 5T 10 \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(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 :**

$$A_r = 0,98 \rightarrow 5 T 8 \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T8 → e = 20 cm).

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,52}{1,83} = 0,28 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}$$

→ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section → la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes :

C : Centre de pression (point d'application)

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

c : La distance du point d'application de N_{ser} à la fibre la Plus comprimée ($c < 0$)

y2 : La distance du point d'application de N_{ser} à l'axe neutre ($y_2 > 0$)

y1 : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

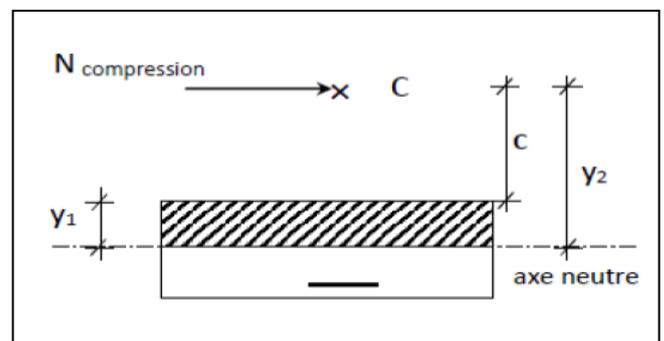


Figure 43 : position de centre de calcul.

Calcul des contraintes :

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

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 28 - \frac{15}{2} = 20.5 \text{ cm} \rightarrow c = -20.5 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec } \dot{\Lambda} = 0$$

$$\begin{cases} p = -3 (-20.5)^2 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (13 + 20.5) = -1379.2 \\ q = -3 (-20.5)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (13 + 20.5)^2 = 21875.97 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -1379.2 \\ q = 21875.97 \end{cases}$$

y_2 : est la racine de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$y_2^3 + -1379.2y_2 + 21875.97 = 0$$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (21875.97)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-1379.2)^3 = -54245047.89 < 0$$

$$\begin{cases} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3(21875.97)}{2(-1379.2)} \sqrt{\frac{-3}{-1379.2}} = -0.73 \rightarrow \varphi = 136.88^\circ \\ \Delta < 0 \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1379.2}{3}} = 42.88 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos (\varphi/3) = 42.88 \times \cos (8,61) = 29.98 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos ((\varphi/3) + 120^\circ) = -401.53 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos ((\varphi/3) + 240^\circ) = 11.54 \text{ cm} \end{cases}$$

La racine y_2 est prise telque ; $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h = 29.98 - 20.5 = 9.48 \leq 15 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 9.48 \text{ cm}$$

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \cdot (9.48)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (13 - 9.48) = 645.34 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{1830}{100 \cdot 645.34} = 0.028$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,028 \times 9.48 = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,028 \times (13 - 9.48) = 1.47 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \rightarrow \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

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

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \text{Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

IV.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 0.87 = 1.305 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1305}{100 \times 13 \times 100} = 0.010 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.010 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Remarque :

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

Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

Dessin de ferrailage :

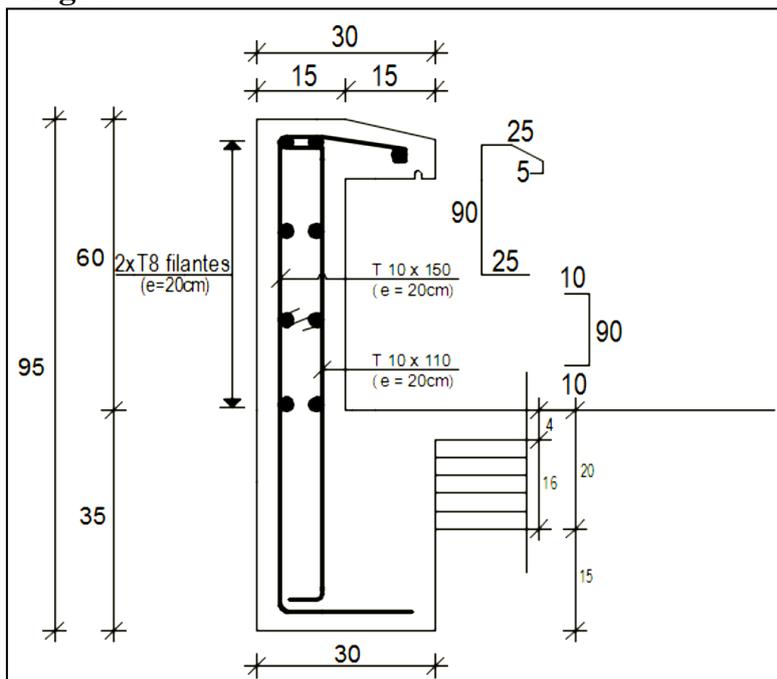


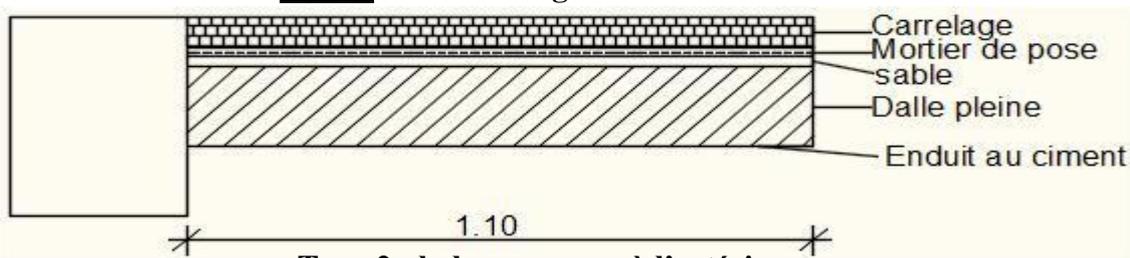
Figure 44 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Etude des balcons :

Dans notre projet, on a deux types différents de balcons ces deux types sont considérés comme étant encastrés sur les poutres, calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propre : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge due au poids du mur : P

Type 1 : balcon intégré dans la chambre



Type 2 : balcon exposer à l'extérieur

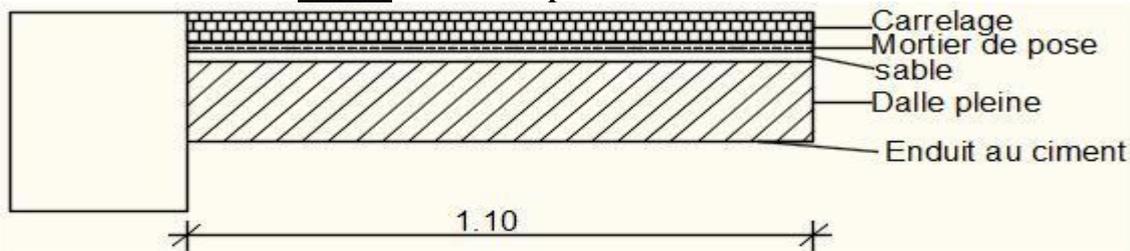


Figure 45 : Coupe sur les deux balcons.

IV.3.1. Descente des charges :

Tableau 19 : descente de charges.

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Carrelage + mortier de pose +sable			1.04
Dalle pleine en béton	25	0,15	3.75
Enduit en ciment	18	0,15	0.27
Charge permanent G			5.06

- Calcul de la charge due au poids du mur :

Pour la charge applique dans l'extrémité du balcon nous avons deux cas :

- 1- Un balcon dans l'usage est une habitation donc $Q=150$ avec un mur à l' extrême d'une hauteur de $3.06-15 = 291$ cm (double paroi)
- 2- Un balcon dans l'usage est un balcon donc $Q=350$ avec un mur à l' extrême d'une hauteur de 100 cm (simple paroi)

Alors :

- Cas 1 :

La charge dûe due au poids du mur sur le balcon: P

$$P=Gm \times h$$

Epaisseur du mur: $e=30\text{cm}$ $Gm= (0,90+1,30+(2 \times 18 \times 0,015)) = 2,74 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur: $h=3,06-0,15 = 2,91 \text{ m}$

$$P=2,74 \times 2,91=7,97 \text{ KN} \quad \mathbf{P=7,97 \text{ KN}}$$

- Cas 2 :

La charge dûe due au poids du mur sur le balcon: P

$$P=Gm \times h$$

Epaisseur du mur: $e=10\text{cm}$ $Gm= (0,90+(2 \times 18 \times 0,015)) = 1.44 \text{ KN/m}$

Hauteur du mur: $h=1 \text{ m}$

$$P=1,44 \times 1,00=1,44 \text{ KN} \quad \mathbf{P=1,11 \text{ KN}}$$

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable au niveau des moment avec l'utilisation de G, Q ,P

RM : (le cas 1 c'est le cas le plus défavorable)

Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{q} = Q \times 1,00 = 1,5 \text{ KN/m}_L$

Fissuration est considérée comme peu nuisible ($a = 1 \text{ cm}$).

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$$\varphi_{max} < \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15\text{cm} \leq 15\text{mm} \Rightarrow \text{on prendra } \varphi_{max} = 10\text{mm}$$



Figure 46 : Enrobage

• Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\varphi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ cm}$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5\text{cm}$$

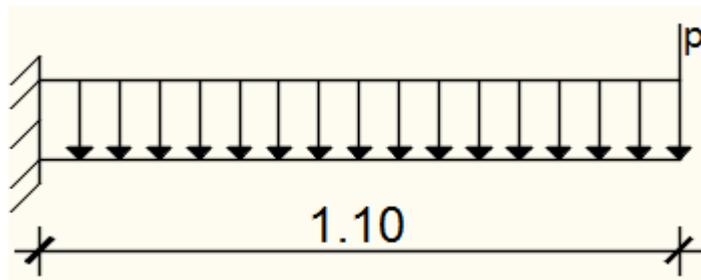


Figure 47: Schéma statique du balcon.

Moments fléchissant :

ELU :

$$q_{ul} = 1,35G + 1,5Q \rightarrow 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5 \rightarrow q_{ul} = 9,081 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{sl} = G + Q \rightarrow q_{sl} = 6,56 \text{ KN/m}$$

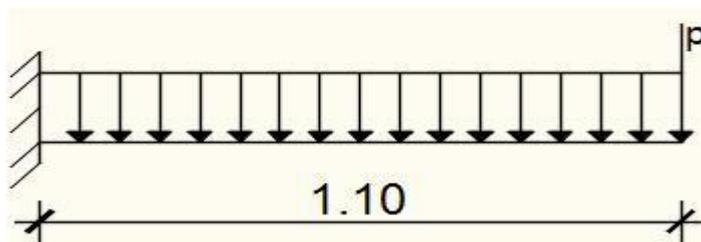


Figure 48 : charges uniformément réparties.

ELU :

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} \cdot 1,35 \cdot Pl = -17,33 \text{ KN.m}$$

$$Tu_{\max} = (1,35\bar{G} + 1,5\bar{q}) \times L + 1,35 \times P$$

$$Tu_{\max} = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,50) \times 1,10 + 1,35 \times 7,97$$

$$Tu_{\max} = 20,7486 \text{ KN.}$$

ELS :

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} + P \times l = -12,73 \text{ KN.m}$$

IV.3.2. Calcul du ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17330}{100 \times 13,5^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,0669 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_{el}$$

Pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0669}) = 0,086$$

$$\alpha = 0,086$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,086 = 0,965$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{17330}{0,965 \times 13,5 \times 348} = 3,82 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA})$$

$$A = 3,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6T10/\text{ml} A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T10 e = 16cm).

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte 4HA10/ml $\rightarrow 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec : e = 25 cm

Tableau 20 : Choix des armatures.

A choisi (cm ²)	Espacement (cm)	A répartition (cm ²)	Espacement (cm)
6T 10	16	4 T10	25

IV.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement :

M_u (kn.m)	M_s (kn.m)
17.33	12.73

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$M_{ser} = 12730 \text{ KN.m}$

Flexion simple
Section rectangulaire avec A_{st}
Acier FeE400

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

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17330}{12730} = 1,37$

$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,37$

$\alpha = 0,096 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,37 \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Conclusion :

✓ $b \sigma < b \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$
✓ Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour (σ_s))

} Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Vérification au cisaillement :

$T_u = 20.74 \text{ KN}$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$
 $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20740}{100 \times (100 \times 13.5)} = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,250 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.4. Vérification de la flèche :

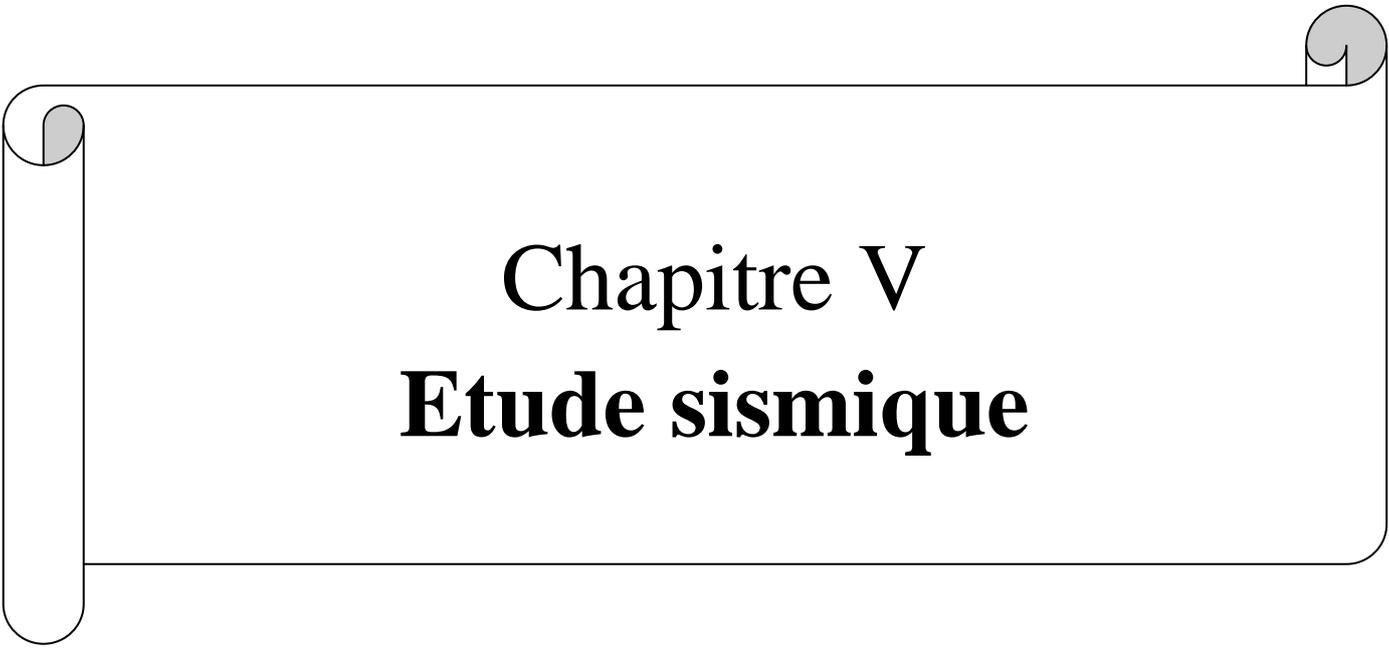
• Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$\frac{Hd}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{C.V}$

$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 13,5} = 0.0035 \leq \frac{f_e}{2} = 0,005 \Rightarrow \text{C.V}$

Conclusion :

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like the edge of a rolled-up document. The border is black and frames the central text.

Chapitre V

Etude sismique

V. 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 sismique 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 présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

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'usages 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 inférieur 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 RobotBat 2010 »**).

V.2.2. Méthode dynamique :**V.2.2.1. 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.

V.2.2.2. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où 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.2.2.3. 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 σ ...)

V.2.3. 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 RobotBat:

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 ;

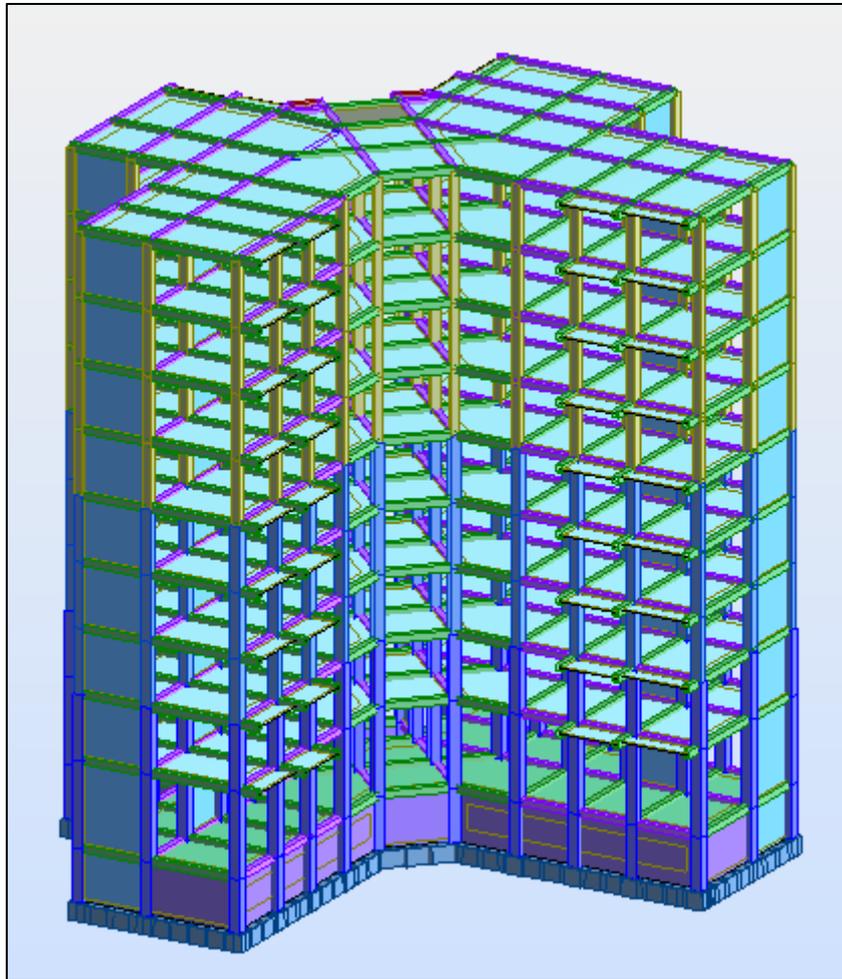


Figure 49 : Model 3D du bâtiment

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	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S ₃
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	10.00 %

V.3. Interprétation des résultats :

Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

a. Calcul de la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

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 :

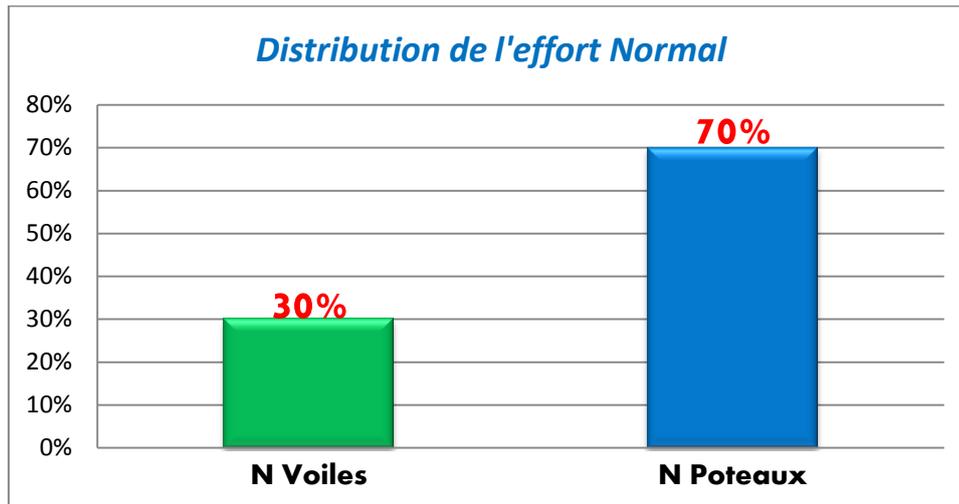
Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone IIa**
- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\Rightarrow A = 0.15$$

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 21: 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	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05	0.05
	0.2	0.2

$$Q = 1 + \Sigma Pq = 1 + 0.2 = 1.2$$

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 rabet bat

$$W = 41320,29KN$$

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.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764$$

ξ: 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

Tableau 22 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.15	0.764	10%	3,5	0.15	0.50	1.2

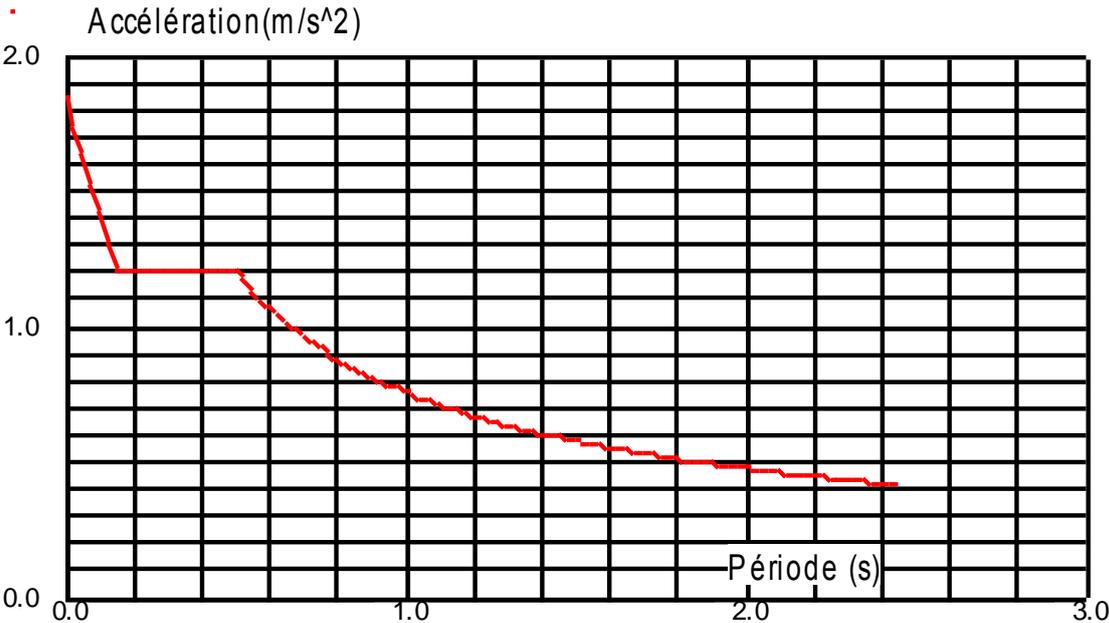


Figure 50 : Spectre de réponse sismique

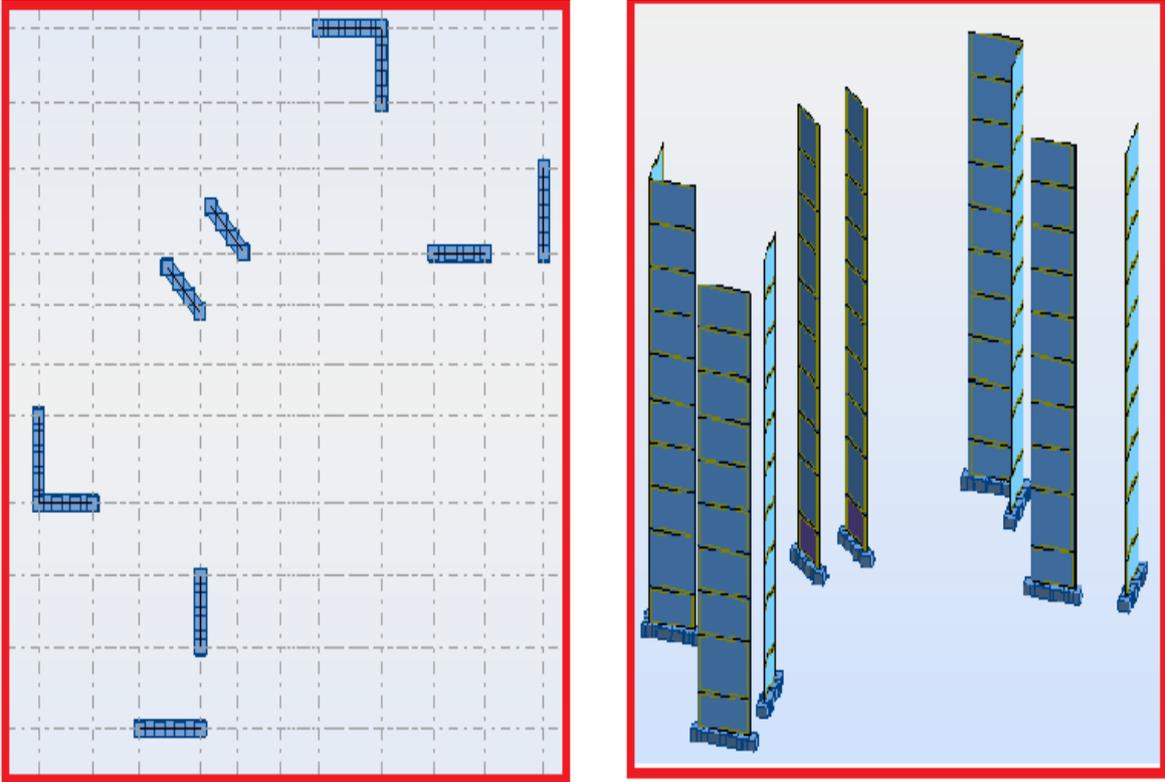


Figure 51 : Disposition des voiles de contreventement

Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003**1- Vérification du comportement dynamique :****Tableau : Résultat de l'analyse modale**

Mode	Période (sec)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse cumulée UX	Masse cumulée UY
Mode 1	0.81	29.86	33.18	29.86	33.18
Mode 2	0.69	32.40	29.28	62.26	62.46
Mode 3	0.56	0.04	0.06	62.30	62.52
Mode 4	0.20	6.99	7.81	69.29	70.33
Mode 5	0.16	8.83	7.97	78.12	78.30
Mode 6	0.12	0.02	0.01	78.14	78.31
Mode 7	0.09	2.59	2.87	80.72	81.18
Mode 8	0.07	3.00	2.64	83.72	83.82
Mode 9	0.05	0.00	0.00	83.72	83.83
Mode 10	0.05	1.19	1.32	84.91	85.15
Mode 11	0.04	0.01	0.01	84.92	85.16
Mode 12	0.04	1.39	1.18	86.31	86.33
Mode 13	0.04	0.00	0.00	86.31	86.33
Mode 14	0.04	0.00	0.00	86.31	86.33
Mode 15	0.04	0.63	0.71	86.93	87.05
Mode 16	0.04	0.00	0.00	86.94	87.05
Mode 15	0.03	0.00	0.00	86.94	87.05
Mode 17	0.03	0.00	0.00	86.94	87.05
Mode 18	0.03	0.02	0.01	86.96	87.06
Mode 19	0.03	0.00	0.00	86.96	87.06
Mode 20	0.03	0.00	0.00	86.96	87.06
Mode 21	0.04	0.00	0.00	86.96	87.06

- **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 : 21^{ème} mode : Masse cumulée = **86,96%** =>**Condition non vérifiée**

Direction yy : 21^{ème} mode : Masse cumulée = **87,06 %** =>**Condition non vérifiée**

Remarque :

Selon l'article 4.3.4 de l'RPA : dans le cas où la condition des 90% n'est pas vérifiée, le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20\text{sec}$$

Pour notre cas :

$$K \geq 3 \times \sqrt{10} = 10\text{modes}$$

$$T_{10} = 0,05 \text{ sec} < 0,20\text{sec}$$

On a pris 21 modes pour se rapprocher plus que possible des 90%.

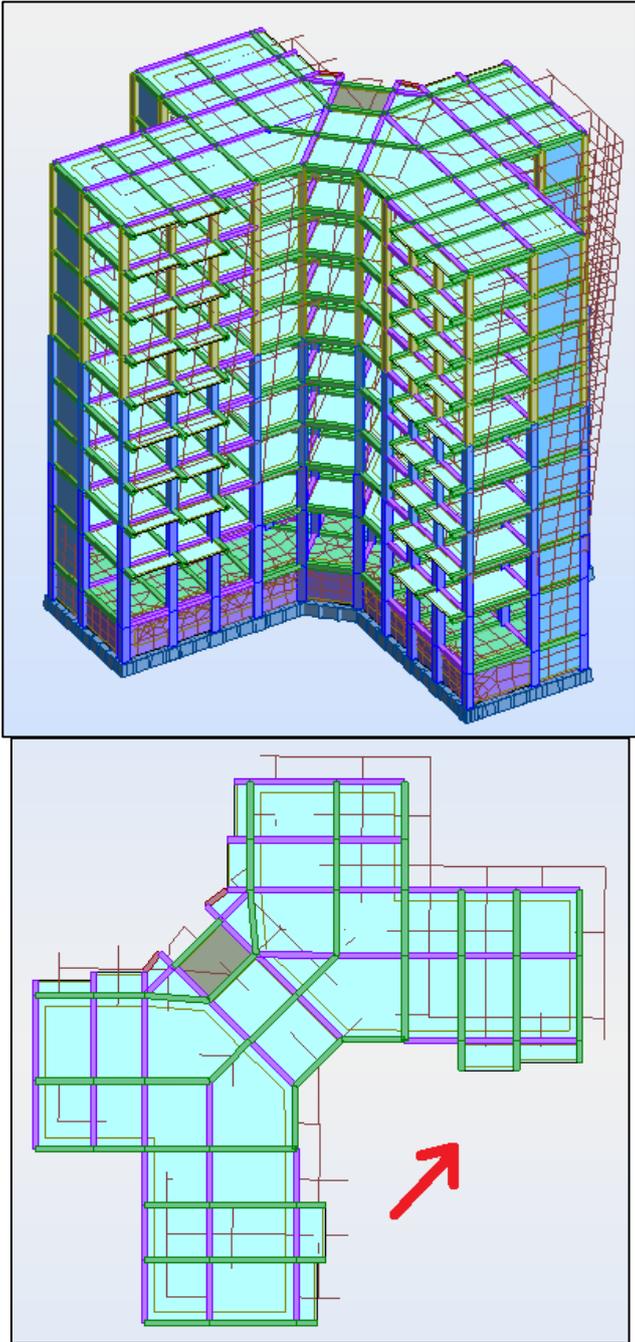


Figure 52 : Les schémas des déformations modales.

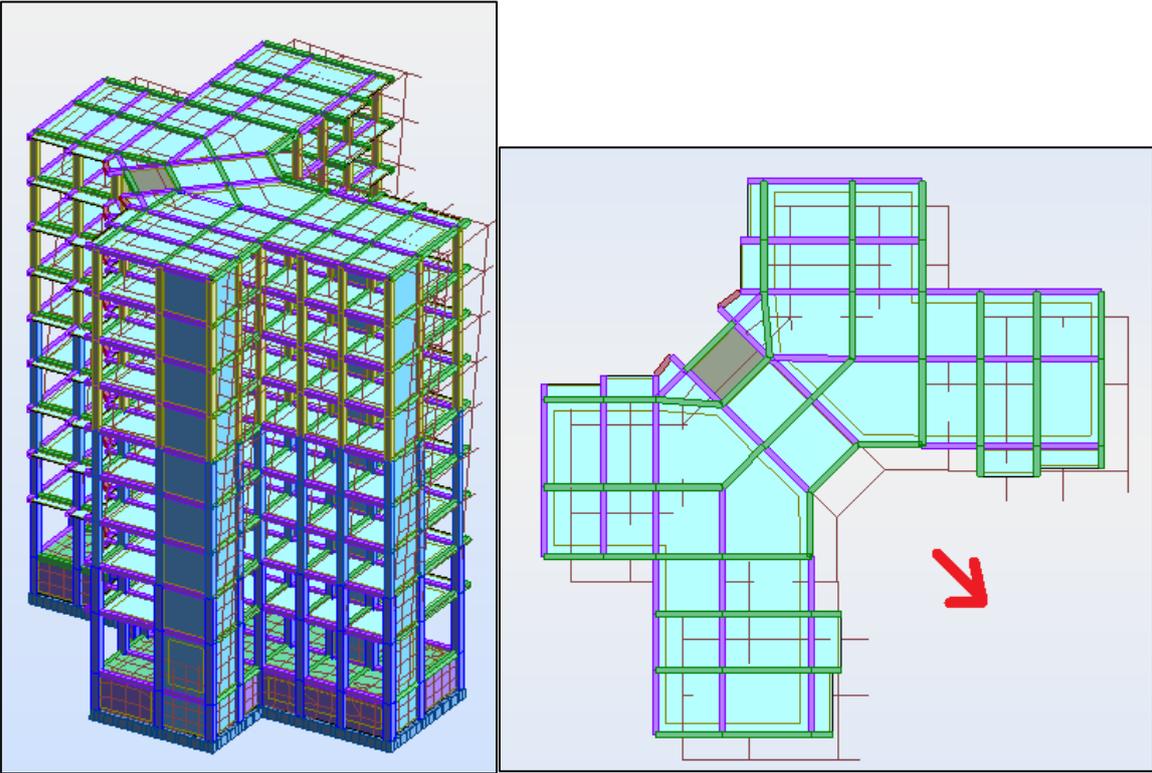


Figure 53 : Schéma de translation déviée.

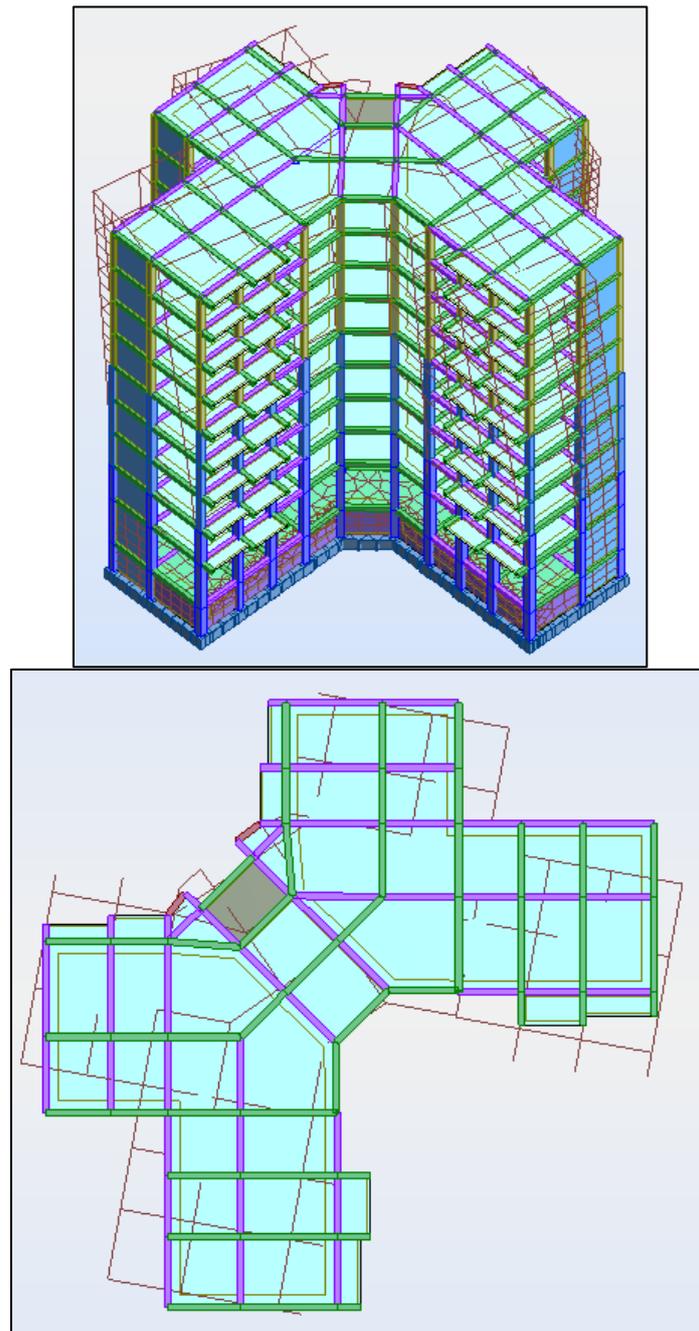


Figure 54 : Schéma de torsion.

- **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 :

$$T1 = C_T h_N^{3/4}$$

$$H_N = 31,06m ; C_T = 0,05$$

$$\Rightarrow T1 = 0,66s$$

$$T2 = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Direction X :

$$T2 = 0,09 \cdot 31,06 / \sqrt{27,94}$$

$$T2 = 0,53s$$

$$\Rightarrow T_{xempirique} = \min(T1; T2) = 0,53s$$

Direction Y :

$$T2 = 0,09 \cdot 31,06 / \sqrt{27,94}$$

$$T2 = 0,53$$

$$\Rightarrow T_{yempirique} = \min(T1; T2) = 0,53s$$

$$\Rightarrow T_{x_{dyn}} = 0,81 s < 1,3 \times T_x \dots\dots\dots ?$$

$$\Rightarrow T_{dyn} = 0,69 s < 1,3 \times T_y \dots\dots\dots ?$$

$$\Rightarrow T_{dyn} = 0,81s < 1,3 \times 0,53 s = 0,69s \rightarrow \text{condition NON Vérifier}$$

$$\Rightarrow T_{dyn} = 0,69 s < 1,3 \times 0,53 s = 0,69s \rightarrow \text{condition Vérifier}$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Direction X : $T_{0-x} = 0,53s$

$T2 < T_{0-x} < 3s \Rightarrow D_x = 1,84$

Direction Y : $T_{0-y} = 0,53s$

$T2 < T_{0-y} < 3s \Rightarrow D_y = 1,84$

Tableau 24 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.

A	0,15
D	1,84
Q	1,20
W (KN)	41320,29
R	3,5
V (KN)	3910,08

$V_{xdyn} = 2477.31 \text{ KN} < 80\% V_{MSEX} = 3128,06 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$

$V_{y_{dyn}} = 2466.04 \text{ KN} < 80\% V_{MSEY} = 3128,06 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$

Remarque : après 21 modes 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 : 1,26
- Coefficient de Majoration Sens Y : 1,27

• **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

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 :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{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 25 : Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	Δkx (cm)	Δky (cm)
Sous-Sol	0.027	0.029
RDC	0.474	0.494
1	0.563	0.576
2	0.690	0.703
3	0.773	0.784
4	0.813	0.822
5	0.829	0.837
6	0.812	0.818
7	0.782	0.786
8	0.740	0.745

Le déplacement inter-étage max = 0,837 cm < 1% de la hauteur de l'étage => **condition vérifiée**

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ**

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) 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"

Δ_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 "

DIRECTION X						
Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
RDC	-75405	0,158	5134,06	4,08	0,0076	OK
1	-65758	0,462	5060,26	3,06	0,0147	OK
2	-56717	0,523	4838,37	3,06	0,0180	OK
3	-50790	0,558	4633,38	3,06	0,0200	OK
4	-45510	0,598	4405,44	3,06	0,0202	OK
5	-40230	0,616	4128,37	3,06	0,0196	OK
6	-35013	0,629	3812,1	3,06	0,0189	OK
7	-29922	0,615	3465,33	3,06	0,0174	OK
8	-24830	0,59	3072,9	3,06	0,0156	OK

DIRECTION Y						
Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
RDC	-75405	0,167	4663,13	4,08	0,0088	OK
1	-65758	0,514	4581,46	3,06	0,0181	OK
2	-56717	0,614	4363,05	3,06	0,0235	OK
3	-50790	0,666	4172,6	3,06	0,0265	OK
4	-45510	0,728	3959,47	3,06	0,0273	OK
5	-40230	0,762	3707,73	3,06	0,0270	OK
6	-35013	0,78	3430,09	3,06	0,0260	OK
7	-29922	0,773	3126,53	3,06	0,0242	OK
8	-24830	0,75	2786,8	3,06	0,0218	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)

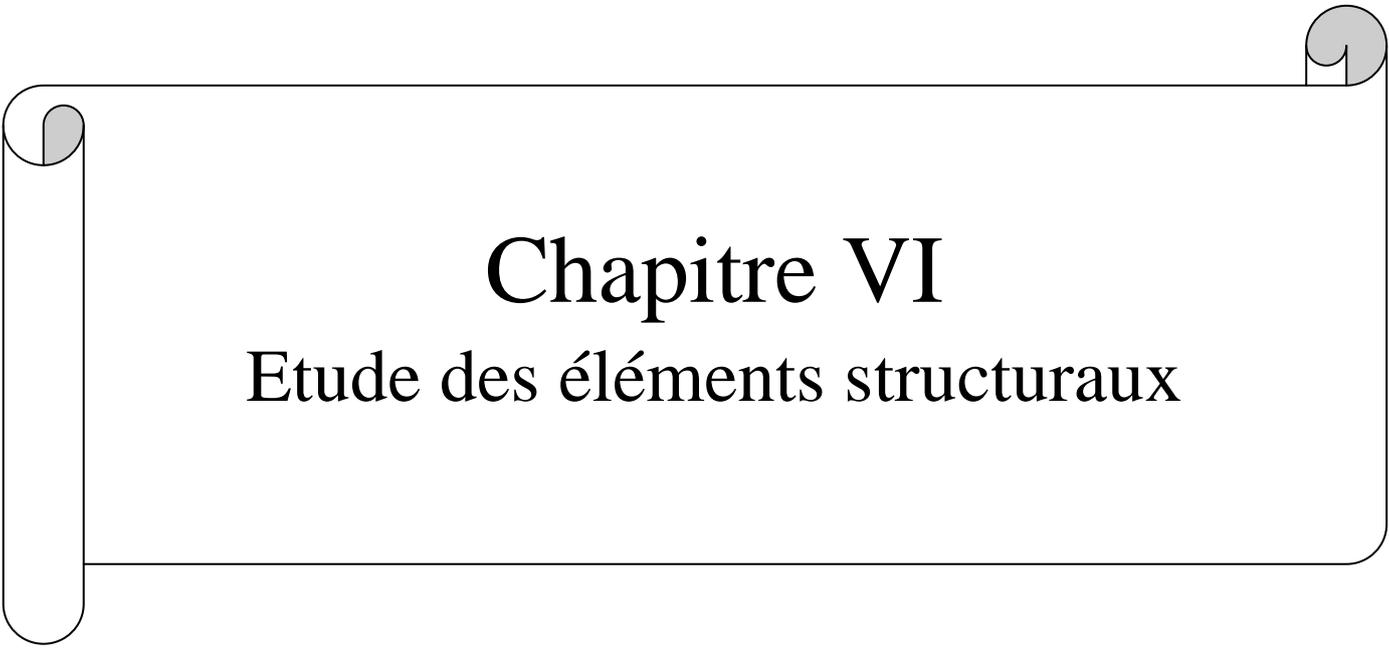
B_c : section du poteau en (mm^2)

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 50x50.(a la base)

N_d (N)	1770090
B_c (mm^2)	250000
f_{c28} (MPa)	25
v	0,28

$v = 0,28 < 0,3 \Rightarrow$ Condition vérifiée

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both featuring rounded ends and a slight shadow effect.

Chapitre VI

Etude des éléments structuraux

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'appui 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 ;
 $1.35G + 1.5Q - E, U.$

G+P 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 trois types des poutres :

- Poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

a. Ferrailage réglementaire : **Recommandation du RPA99 (version 2003):**➤ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0.5\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \times B \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone II_a.

Avec :

B: Section de la poutre.

➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

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 :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right) \quad /$$

- 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. 26: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et effortstranchants

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	51.01	87.90	36.90	63.61	72.45	95.89	124.36
Poutres secondaires	44.86	65.55	29.50	49.95	61.23	92.11	110.12

➤ Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales: $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4,5\text{cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales: $A_{\min} = 0,23 \times \frac{1,8}{400} \times 30 \times 31,5 = 0,97\text{cm}^2$
- Poutres principales: $A_{\min} = 0,23 \times \frac{1,8}{400} \times 30 \times 27 = 0,83\text{cm}^2$

- **Exemple de calcul** : Poutres principales (30×35) cm²

b.1-En travée :

❖ **Cas fondamentaux :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 51.01 \text{KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{51.01 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.120$$

$$\mu = 0.15 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.163$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.935$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{51.01 \times 10^3}{348 \times 0.935 \times 31.5} = 4.98 \text{cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5.65 \text{cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{ser} = 36.90 \text{KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> - Flexion simple - Section rectangulaire sans A' - Acier FeE400 	}	$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{MPa}$
--	---	---

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{51.01}{36.90} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.163 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 72.45 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{72,45 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.131$$

$$\mu = 0.131 < \mu_{AB} = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.177$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.929$$

• Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{72.45 \times 10^3}{400 \times 0.929 \times 31.5} = 6.18 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 6,18 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$3\text{T}12 \text{ Filantes} + 3\text{T}12 \text{ renforcement} \Rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

b.2-En appuis :❖ Cas fondamentaux :➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -87.90 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{87.90 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.207$$

$$\mu = 0.261 > \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.207 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.294$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.882$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{87.90 \times 10^3}{348 \times 0.882 \times 31.5} = 9.09 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^{ser} = -63.61 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> - Flexion simple - Section rectangulaire sans A' - Acier FeE400 	}	$? \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$
---	---	---

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{87.90}{63.61} = 1.38$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.316 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = -95.89 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{95.89 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.174$$

$$\mu = 0.174 > \mu_{AB} = 0.379 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.174 < \mu_L = 0.379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.241$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.903$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{95.89 \times 10^3}{400 \times 0.903 \times 31.5} = 8.42 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 9.09 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

3T14 Filantes + 3T14 renforcement => A = 9.24 cm²

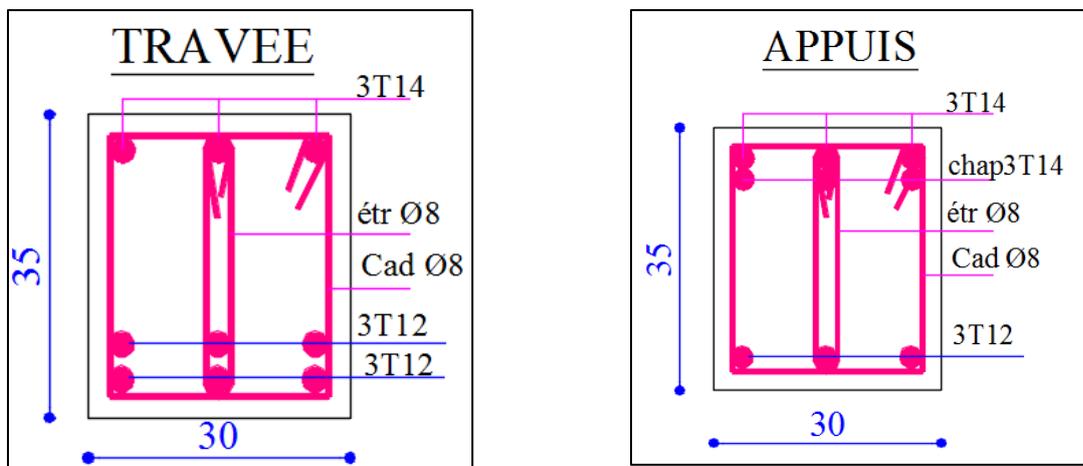


Figure 55: ferrailage des poutres.

b.3-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 124.36 \text{ KN}$$

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 :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 31.5 = 28.35 \text{ cm}$$

$$T_u = 124360 \text{ N} \leq 0.267 \times 28.35 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 567708,75 \text{ N}$$

⇒ 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 :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(124360 - \frac{123360}{0.9 \cdot 31.5} \right) \cdot 10^{-2} = 3.57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{124.36 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 100} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.66 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = (1.16; 3, 1.2) = 1.16 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4 T8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

e) L'espace des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (2.06 - 0.3 \times 1.8)} = 25.19 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 40.5; 40) \text{ cm} = 36 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 14.4 \cdot 30\right) = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 8 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow \delta_t = 17.5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \right.$$

$$\delta_i = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

f) Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A_{r\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

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.

Tableau 27 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres.

Types des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales	Travées	0.97	5.25	6.06	6T12	6.79	50
	Appuis	0.97	5.25	8.21	6T14	9.24	60
Poutres secondaires	Travées	0.83	4.5	5.65	6T12	6.79	50
	Appuis	0.83	4.5	6.47	6T12	6.79	50

VI.3.3. Ferrailage des poteaux :

- 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
$M_{x \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$	$M_{y \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$
$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$	$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$
$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$	$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$

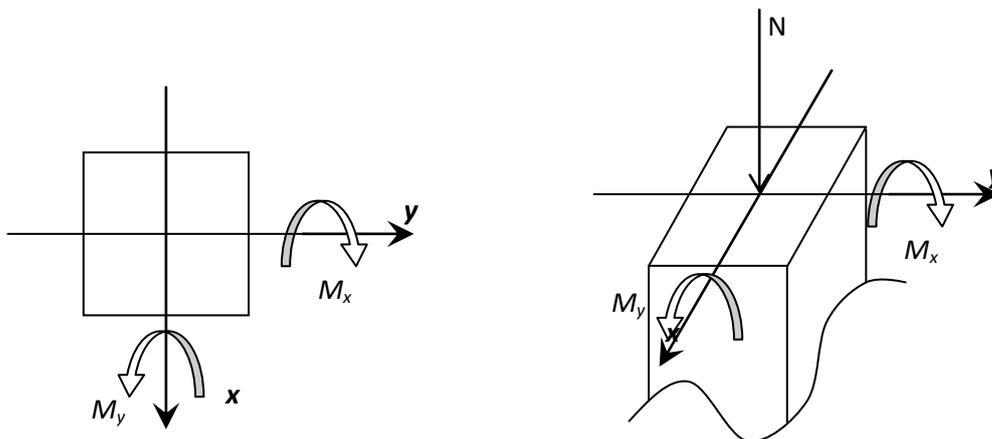


Figure 56 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat 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 :
 - ◆ 40ϕ 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.

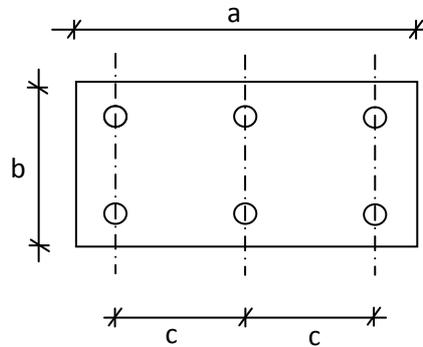


Figure 57: Espacement entre les armatures longitudinales.

➤ 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

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacklozenge \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \lambda_g = \frac{lf}{a} \\ \blacklozenge \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- Espacement entre les armatures transversales : δ_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_f: 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

$\varphi_{L_{\min}}$: 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.

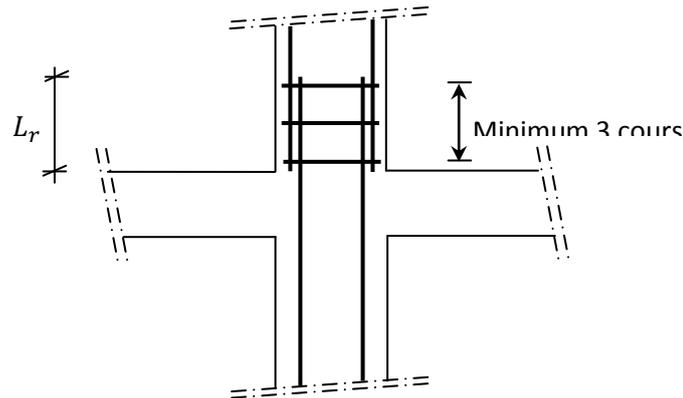


Figure 58: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

➤ **Sollicitations de calcul :**

Tableau 28: Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons			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]	1800.29	1056.26	588.62	396.34	161.68
		M_x^{corr} [KN.m]	-77.41	18.83	-2.48	-2.03	1.34
		M_y^{corr} [KN.m]	-11.43	30.22	-3.67	-3.16	2.43
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	M_x^{max} [KN.m]	286.09	76.77	75.11	70.42	63.79
		N_{corr} [KN]	219.53	567.94	112.71	98.82	70.41
	Cas 3	M_y^{max} [KN.m]	127.63	83.47	100.76	76.3	56.26
		N_{corr} [KN]	826.79	478.28	86.68	74.32	64.31
	Cas 4	N_{max} [KN]	3514.95	1108.84	476.63	397.16	269.73
		M_x^{corr} [KN.m]	16.98	8.72	0.87	5.39	0.56
M_y^{corr} [KN.m]			-5.54	8.01	-7.34	6.03	

			-161.77				
Cas 5	N_{min} [KN]	1324.6	48.13	-91.48	83.6	64.2	
	M_x^{corr} [KN.m]	-108.93	12.97	-9.04	-8.64	-7.65	
	M_y^{corr} [KN.m]	14.75	19.61	-7.59	6.59	-5.46	

❖ **Calcul des armatures** : (Exemple de calcul : poteau (45×45) cm²)

- Les armatures longitudinales :

b = 45cmh = 45cmd = 40,5cm

- ◆ 1^{er} cas :

- Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$N = 1056.26KN$

$M = 18.83 KN.m$

$e = \frac{M}{N} = \frac{18.83}{1056.26} = 0.0178m = 1.78cm$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central :

$e = \frac{h}{12} = 3.75cm$

On a une compression excentrée.

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$A'_1 = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_s}$

$A'_1 = \frac{1056.26 \times 10^3 - 100 \times 45 \times 45 \times 14.67}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0cm^2$

❖ Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :

$e = \frac{M}{N} = 1.78cm$

$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{45} = 16.47 \leq 50$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{array} \right.$$

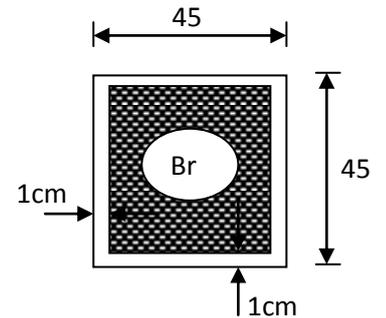


Figure 59 : Section réduite du béton

$$e_a = \max(2cm; \frac{306}{306}) = 2cm$$

$$e = 1.78cm$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2 = 1.04$$

$$e_1 = 1.78 + 2 = 3.78cm$$

$$\begin{cases} N_1 = 1098.51KN \\ M_1' = 41.52KN.m \end{cases}$$

$$e_1 = 3.78cm \leq e_0 = \frac{h}{2} = 22.5cm$$

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 :**

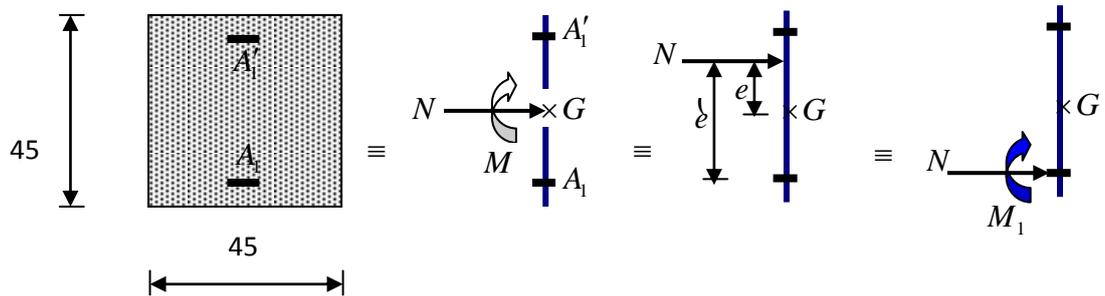


Figure 60: Schéma statique 1

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$(1) = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 3) \times 14.67 \times 45 \times 45 \times 10^{-2} = 3783.15KN.m$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + (\frac{h}{2} - c_1) = 3.78 + \frac{45}{2} - 3 = 23.28cm$$

$$M_1 = 1056.26 \times 0,2328 = 245.89KN.m$$

$$(2) = 1098.51 \times (40,5 - 3) \times 10^{-2} - 245.89 = 166.05KN.m$$

<(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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{245.89 \times 10^3}{14.67 \times 45 \times (40,5)^2} = 0.227$$

$$\mu = 0.227 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.227 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.326$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.869$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{245.89 \times 10^3}{348 \times 0.869 \times (40,5)} = 20.08 \text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 20.08 - \frac{1056260}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1056.26 \text{KN}$$

$$M = 30.22 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30.22}{1056.26} = 0.0286 \text{m} = 2.86 \text{cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \times \frac{214.2}{45} = 16.47 \leq 50$$

La condition est vérifiée \Rightarrow le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N \\ M_1' = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_0 = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 2.86 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2 = 1.04$$

$$e_1 = 2.86 + 2 = 4.86 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1098.51 \text{ KN} \\ M_1' = 53.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = 4.86 \text{ cm} \leq e_0 = \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

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 :**

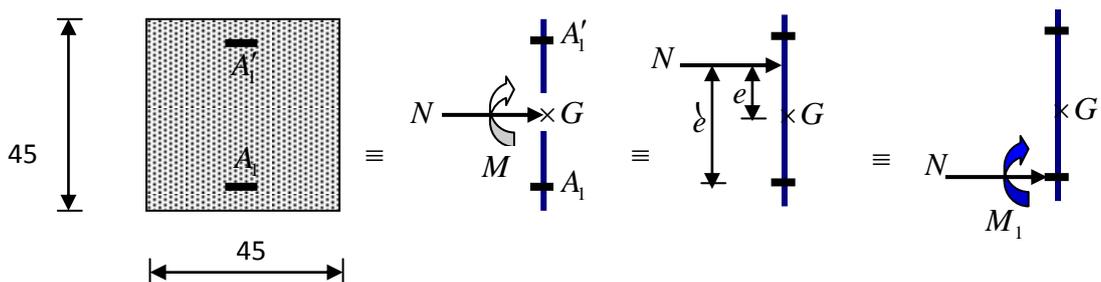


Figure 61 : Schéma statique 2

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 45 - 0.81 \times 3) \times 14,67 \times 45 \times 45 \times 10^{-2} = 3783.15 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 4.86 + \frac{45}{2} - 3 = 24.36 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1056.26 \times 0,2436 = 257.30 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1098.51 \times (40,5 - 3) \times 10^{-2} - 257.30 = 154.64 \text{ KN.m}$$

(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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{257.30 \times 10^3}{14.67 \times 45 \times (40,5)^2} = 0.238$$

$$\mu = 0.238 > \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B; } \varepsilon_b = 3.5\%$$

$$\mu = 0.238 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.345$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.862$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{257.30 \times 10^3}{348 \times 0.862 \times (40,5)} = 21.18 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 21.18 - \frac{1056260}{100 \times 348} \leq 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

◆ 5^{ème} cas :

➤ Sens x-x :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 48.13 \text{ KN}$$

$$M = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.97}{48.13} = 0,2695 \text{ m} = 26,95 \text{ cm} > \frac{\boxed{e}}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

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 $M_1 = N.e'$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

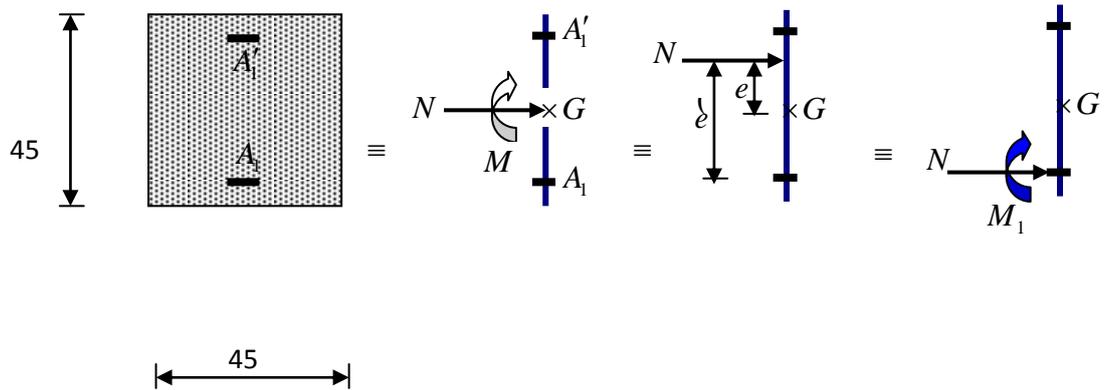


Figure 62: Schéma statique 3

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N.e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 26,95 + \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 46,45\text{cm}$$

$$M_1 = 48,13 \times 0,4645 = 22.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22360}{18.48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0.0164$$

$$\mu = 0.0164 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0207$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22360}{400 \times 0.992 \times (40,5)} = 1.39 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 1.39 - \frac{48130}{100 \times 400} = 0.19 \text{ cm}^2$$

➤ Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 48.13 \text{ KN}$$

$$M = 19.61 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19.61}{48.13} = 0.4074 \text{ m} = 40.74 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 22,5$$

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 :

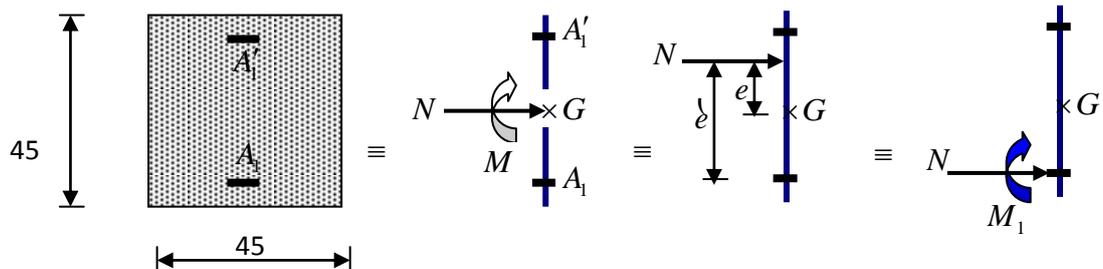


Figure 63 : Schéma statique 4

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 40.74 + \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 60.24 \text{ cm}$$

$$M_1 = 48,13 \times 0.6024 = 28.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{28990}{18.48 \times 45 \times (40,5)^2} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0268$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{28990}{400 \times 0.989 \times (40,5)} = 1.81 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 1.81 - \frac{48130}{100 \times 400} = 0.61 \text{ cm}^2$$

- Armatures Transversale

- Espacement des armatures transversales :

- Suivant les règles BAEL 91:

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

- D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{45} = 4,76 \underset{\text{min}}{>} \Rightarrow A = 0,3\% \text{ b } \delta$$

$$= 0.003.45.10=1.35\text{cm}^2$$

VI.4) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{286}{6}; 45; 45; 60\right) = 60\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

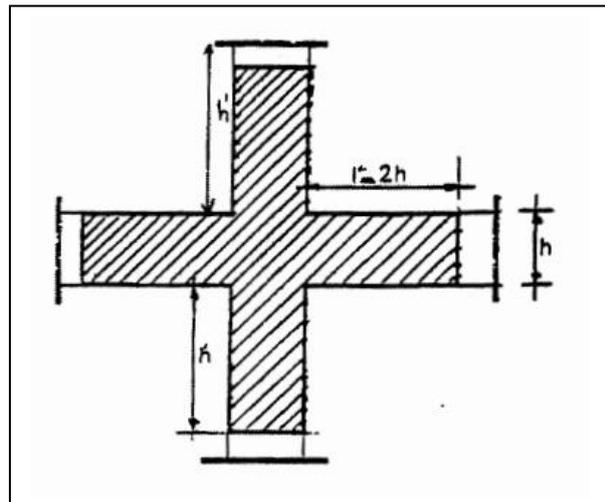


Figure 64: Zone nodale

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 :

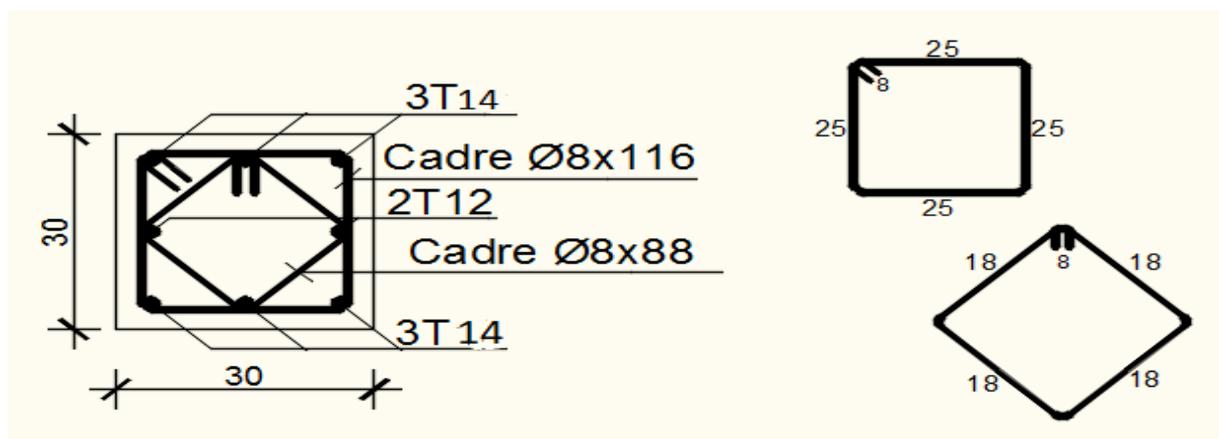
Tableau.29 :Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux:

type	Section	A _{cal}	A _{min} RPA			Longueur de
------	---------	------------------	----------------------	--	--	-------------

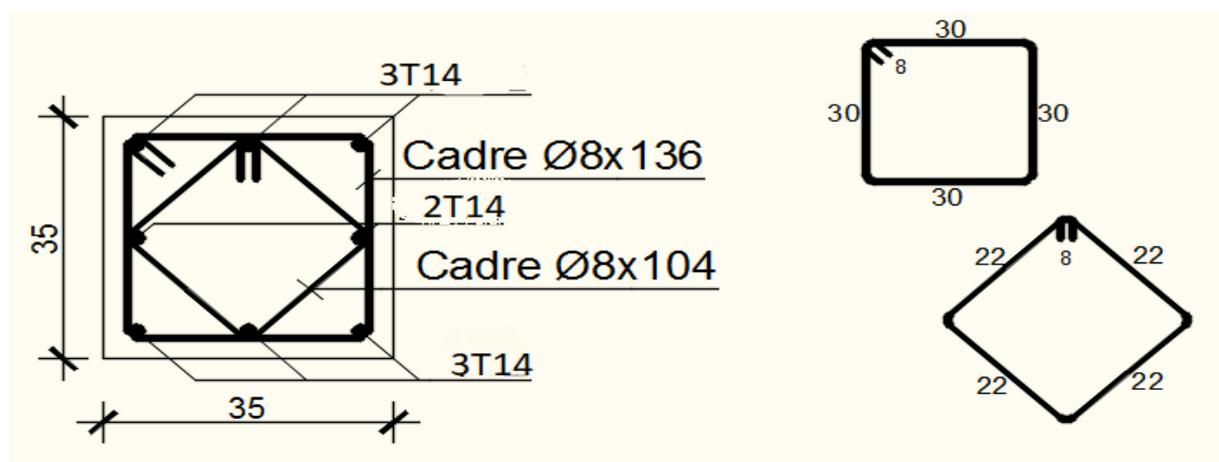
	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	Choix	A _{adopté}	Recouvrement [cm ²]
1	50×50	4.03	20	8T16+4T14	22.24	80
2	45×45	1,17	16.2	4T16+8T14	20.36	80
3	40×40	2.48	12.8	4T16+4T14	14.19	80
4	35×35	2.31	11.3	8T14	12.32	80
5	30×30	1.63	10.6	6T14+2T12	11.5	80

Schéma de ferrailage des poteaux :

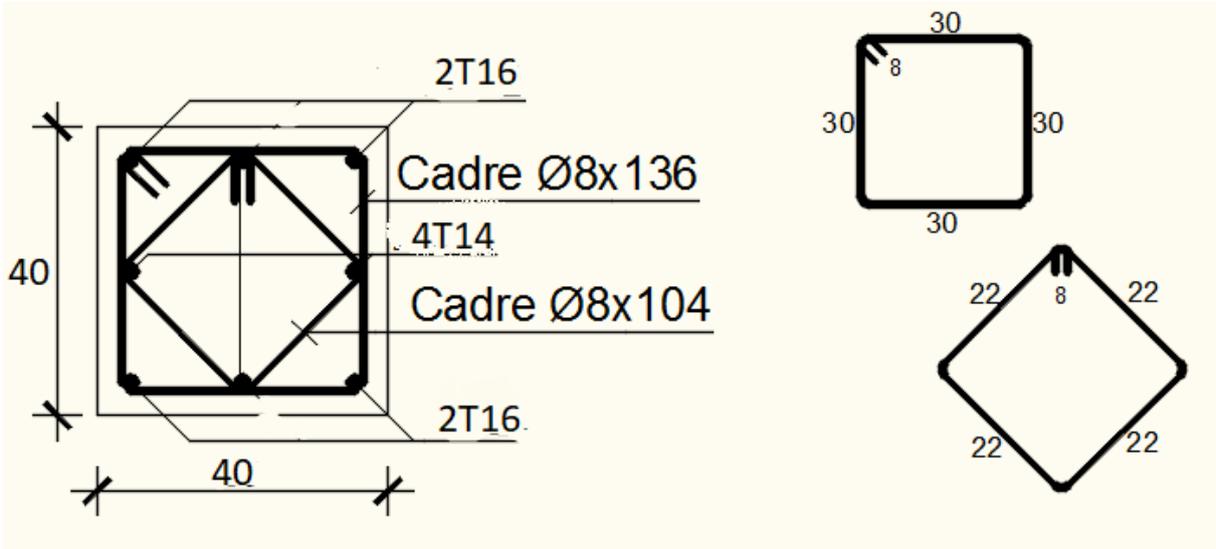
Poteaux 30 x 30 :



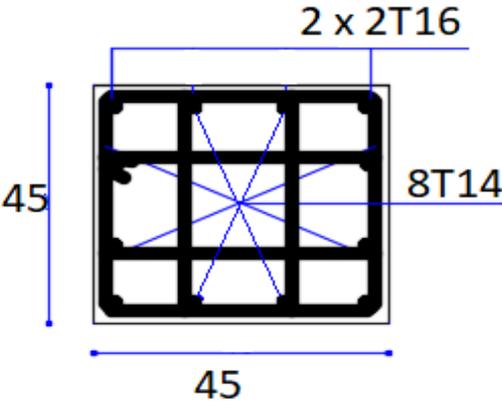
Poteaux 35 x 35 :



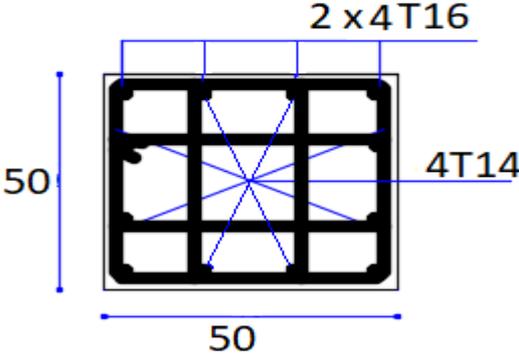
Poteaux 40x 40 :



Poteaux 45 x 45 :



Poteaux 50 x 50 :



A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

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 (version2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferraillages 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]

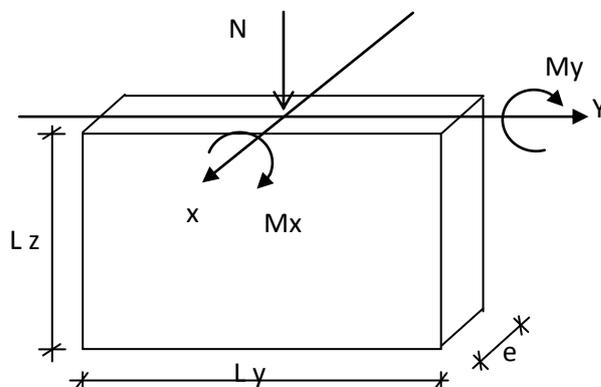
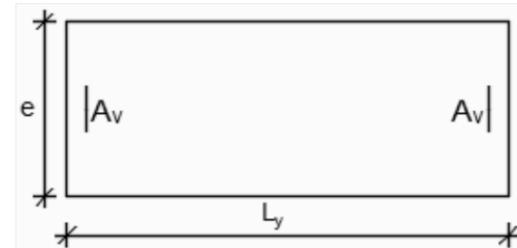


Figure 65 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

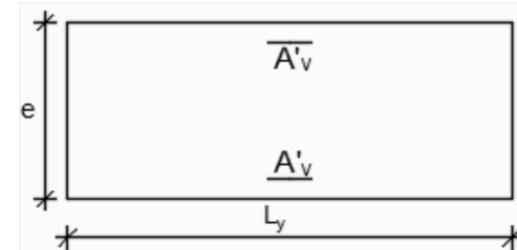
➤ **Sens x-x :**

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile



➤ **Sens y-y :**

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile



Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :

• Les armatures minimales :

✓ A chacune des extrémités du voile $\longrightarrow AV \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux 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:

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$

de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

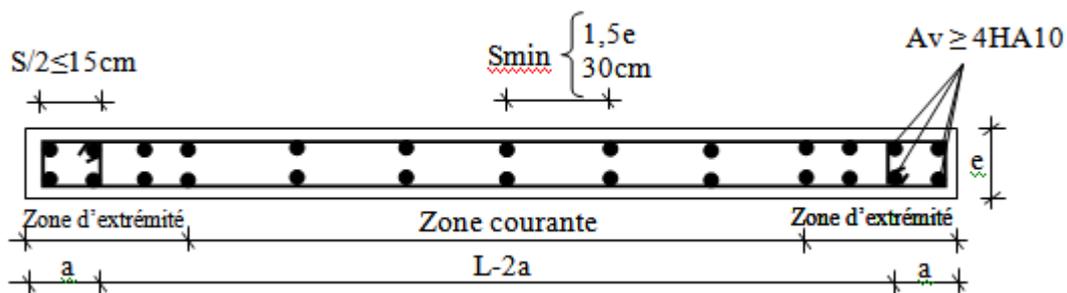


Figure 66 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

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° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

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 épingle 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
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

❖ **Exemple de calcul :**

1- Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 388.6 = 272.02 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 272.02 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 47.11$$

$\lambda = 47.11 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

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 :

$$e = \frac{110.91}{662.12} \times 100 = 16.75 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} (1) &= (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \\ &= (0.337 \times 100 - 0.81 \times 10) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 756736 \text{ N.m.} \end{aligned}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 662120 \left(16.75 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 375753.1 \text{ N.m}$$

$$(2) = 662120 \times (90 - 10) \cdot 10^{-2} - 375753.1 = 153942.9 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

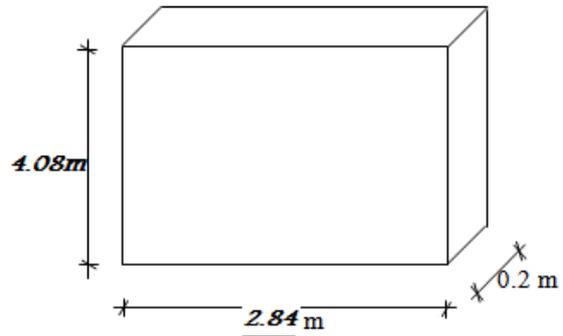


Figure 67 : Exemple de calcul

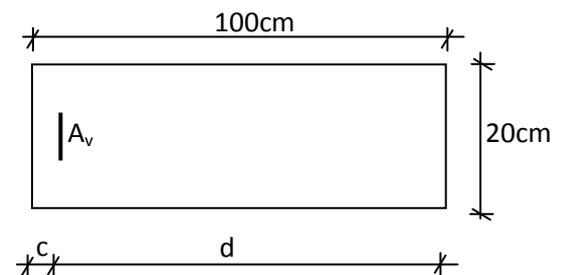


Figure 68: Section de calcul.

3- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{375753}{14.78 \times 20 \times (90)^2} = 0.157$$

$$\mu = 0.157 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.215$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.914$$

• 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 :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

• Choix :

$$5T12/\text{m}_L \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

➤ Sens v-v :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 662.12 \text{ KN} \\ M_y = 2.456 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

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 .

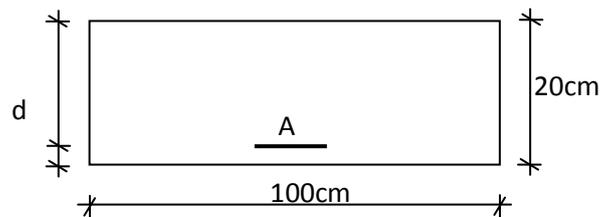


Figure 69 : Section de calcul.

5- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55618.1}{14.78 \times 20 \times (18)^2} = 0.116$$

$\mu = 0.116 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' N'$ 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_L

Sens y-y : les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 / m_L

• L'espacement 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'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

3- Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.478\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} \quad ; \quad T = 1.4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 75.28 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0.59\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

- Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.59}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.65\text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.59}{2} \Rightarrow A_{t\min} = 0.3\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \max(0.65\text{cm}^2; 0.3\text{cm}^2) = 0.65\text{cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.00\text{cm}^2$$

VII.3-Etude des voiles périphériques :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII.3.1- Détermination des sollicitations :**a) calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 2.66 \times 0.20 = 0.532 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.532 = 1330 \text{ Kg.}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 1330 = 1795.5 \text{ daN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 1330 \text{ K}$$

b) Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247.$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 2.66 = 11.17 \text{ KN/m}^2$$

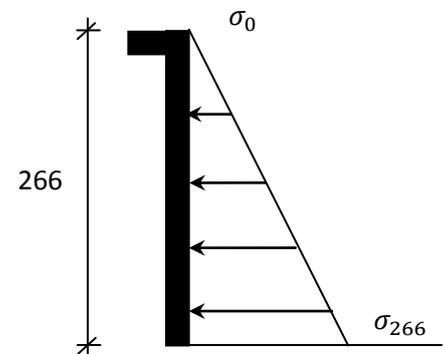


Figure 70 : Contrainte du voile

On va considère le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{11.17 + 0}{2} = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

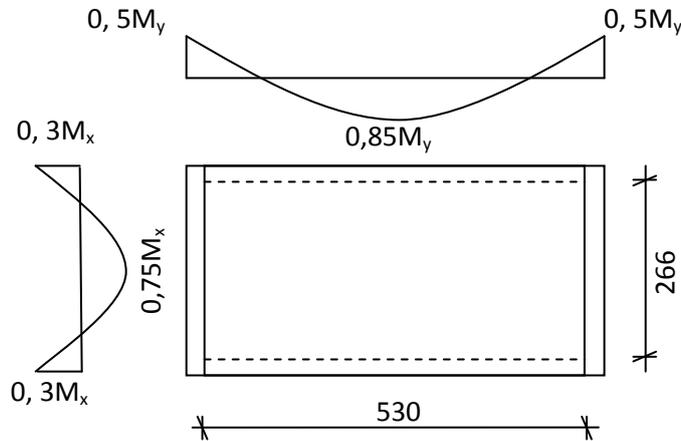


Figure 71 : Panneau de dalle appuie sur 4coté.

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 558 = 753.3 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1.00 = 7533 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 558 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 558 \text{ daN/m}_L.$$

• Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{266}{530} = 0.50$$

$\rho = 0.50 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte suivant deux sens.

• Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0951 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0951 \times 753.3 \times 2.66^2 = 506.89 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.2500 \times 542.36 = 126.73 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0987 \\ \mu_y^{ser} = 0.3758 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0987 \times 558 \times 2.66^2 = 389.68 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = 0.3758 \times 389.68 = 146.44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Tableau 30 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
combinaison				
M_a (daN.m)	-152.07	-116.9	-63.4	-73.22
M_t (daN.m)	380.16	292.26	95.05	124.4

➤ Calcul des ferrillages :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable \longrightarrow $a = 2\text{cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ **Sens x-x :**

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 380.16\text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3801.6}{11.33 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

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

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

• Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3801.6}{348 \times 0.994 \times 17.5} = 1.63\text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6\text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1.60\text{ cm}^2/\text{m}_L$$

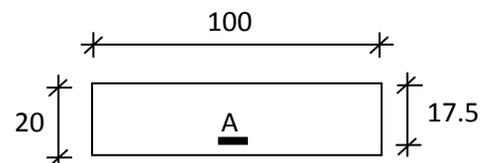


Figure 72 : Section de calcul en travée (x-x).

- Espacement maximal des armatures:

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

- Choix des armatures:

$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93\text{cm}^2/ml$
 (T10 $\longrightarrow e = 20\text{cm}$).

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

$$M_{tx}^{ser} = 292.26 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 17.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.96^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (17.5 - 3.96)^2 = 12877.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{2922.6}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.227 \times 3.96 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.227 \times (17.5 - 3.96) = 46.1 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3.f_{ct} ; 150\eta) = \min (2/3 \times 3.400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{ct28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ **Sens y-y :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{ty}^u = 95.05 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{950.5}{11.33 \times 100 \times (16.5)^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,998$$

• Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{950.5}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

• Espacement maximal des armatures:

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

• Choix des armatures:

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

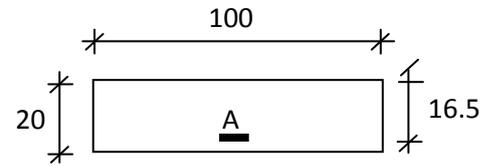


Figure 73 : Section de calcul en travée (y-y)

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{ser} = 124.4 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 16.5 = 19.14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 19.14} = 3.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.83^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (16.5 - 3.83)^2 = 11335.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{1244}{11335.9} = 0.11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.11 \times 3.83 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.11 \times (16.5 - 3.83) = 20.9 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_{e28}; 150\eta) = \min(2/3 \times 3400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 15cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

Chapitre VIII

Etude des fondations

VIII. Etude des fondations

VIII.1. Introduction :

VIII.1.1-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 à l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

VIII.2- Etude du radier :

VIII.2.1Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant 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 :

- Situation durable et transitoire :
 $ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$
- Situation accidentelle :

$ACC1 \rightarrow G + Q + E$	}	[RPA99(V2003)/10.1.4.1]
$ACC2 \rightarrow G + Q - E$		
$ACC5 \rightarrow 0.8G + E$		
$ACC6 \rightarrow 0.8G - E$		
- L'état limite de service:
 $ELS \rightarrow G + Q$

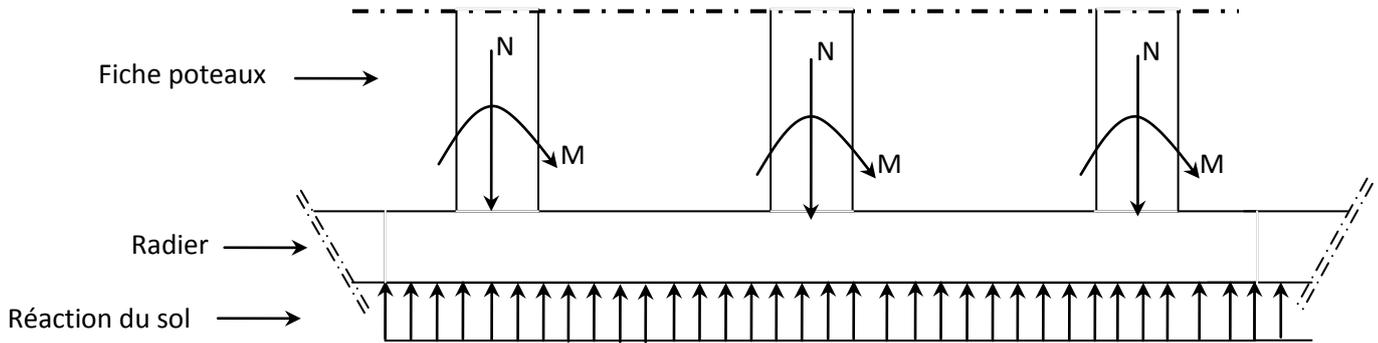


Figure 74 : Schéma du radier général.

VIII.2.2- 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 hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression , cette hanteur 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 :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

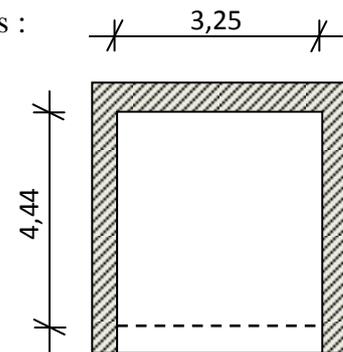


Figure 75 : Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=4.44m \Rightarrow 0.555m \leq \square \leq 0.888m$$

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, $K=50\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Young 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 :

$$L=4.44\text{m.}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$\square \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.44}{\pi}\right)^4} \Rightarrow \square \geq 0.56\text{m}$$

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 0.93 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau_u} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.25}{4.44} = 0.73 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

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 :

$$S = 386.60\text{m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 39233.59\text{KN}$$

$$q^u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q^u = 1.35 \frac{39233.51}{386.60} + 1.5 \times 5 = 109.58\text{KN/m}^2$$

$$T_x = 367.2\text{KN} ; \quad T_y = 393\text{KN}.$$

$$T^{\max} = 393\text{KN}.$$

$$h \geq \frac{393}{0.9 \times 1 \times 0.93 \times 10^3} = 0.47\text{m} \Rightarrow h \geq 47\text{cm}$$

4) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

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,

$N_{u \max} = 1571.37$ KN appliquée par un poteau de section carré (50x50) cm²

$$U_c = 4(a')$$

Avec :

$$a' = a + h$$

Donc :

$$U_c = 4(a+h) = 4(0.5+h) = 3.2+4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$1500h + 3000h^2 - 1571.37 \geq 0$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, soit $\square = 80$ cm

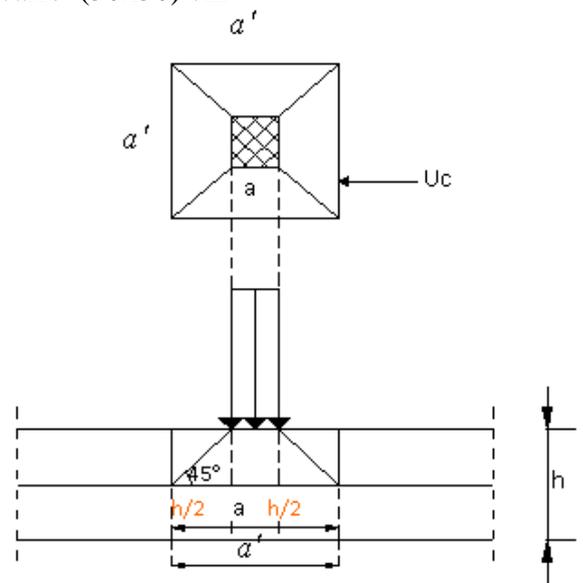


Figure 76 : Dimensionnement du feuillet moyen.

- La hauteur des nervures : h_n

$$\square_n \geq \frac{L}{10} = \frac{444}{10} = 44.4\text{cm}$$

On prendra $h_n = 50\text{ cm}$.

- Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{444}{20} = 22,2\text{cm}$$

On prendra $e = 30\text{cm}$

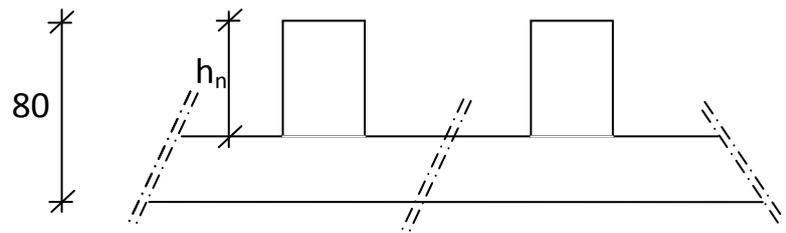


Figure 77: Dimension du radier.

VIII.2.3- Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \text{ et } b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$Lx = 325\text{ cm}$; $Ly = 444\text{ cm}$.

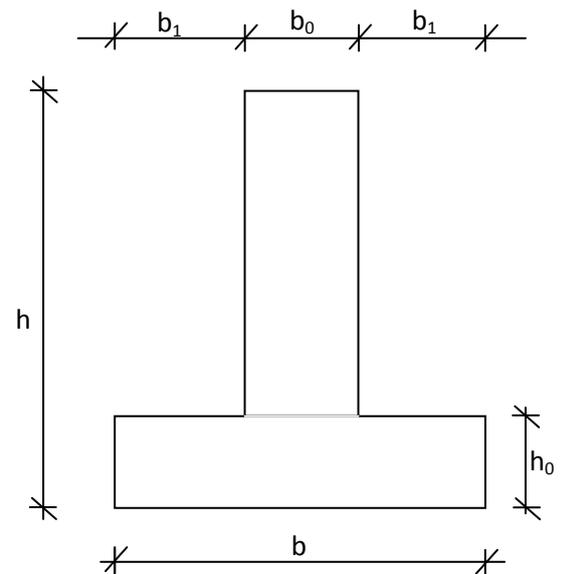


Figure 78 : Dimensions des poutres.

Tableau 31 : Dimensions des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	80	80
h ₀ (cm)	30	30
b ₀ (cm)	50	50
b ₁ (cm)	30	30
b (cm)	110	110

VIII.2.4 - Détermination des sollicitations :**a) Caractéristiques du radier :**

$$h = 80 \text{ cm} ; e = 30 \text{ cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 386.60 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 17939,66 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 17939,53 \text{ m}^4$$

$$V_x = 13.16 \text{ m}$$

$$V_y = 15.18 \text{ m}$$

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:Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 386.6 \times 0.3 \times 25 \Rightarrow P_1 = 2899.5 \text{ KN.}$$

$$P_p = 90.2 \times 0.5 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_p = 563,75 \text{ KN.}$$

$$P_s = 95.0 \times 0.5 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_s = 593,75 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 4057 \text{ KN.}$$

c) Surcharges d'exploitation : Qr

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 386.60 \Rightarrow Qr = 1933.00 \text{ KN.}$$

d) Combinaisons d'actions :❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\text{I) Situations durable et transitoire : } \left(\frac{1,35G + 1,5Q}{1,4} \right) + \left(\frac{1,35Pr + 1,5Qr}{1,4} \right)$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

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.

$$N_u^1 = 62623.64 \text{ KN}$$

$$N_u = 62623.64 + 8376.45 \Rightarrow N_u = 71000.09 \text{ KN.}$$

$$M_x = -289839,1 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -424462,06 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

II) Situation accidentelle: $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$

$$N_a = 71154.35 + 5990 \Rightarrow N_a = 77144.35 \text{ KN.}$$

$$M_x = -331049,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -493957,42 \text{ N.m.}$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 45672.45 + 5990 = 51662.45 \text{ KN.}$$

$$M_x = -714592,53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -308121,38 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

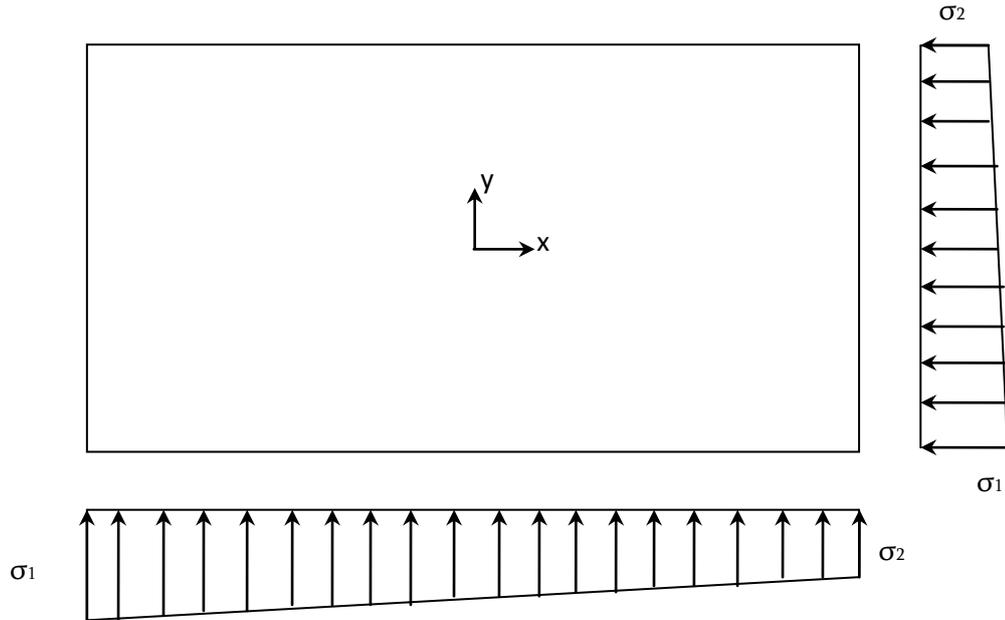


Figure 79 : Schéma des contraintes du sol.

1) Situation durable et transitoire :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 71000.09KN$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 3bars$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 6bars$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71000,09}{386,60} \pm \frac{-289839,1}{17939,66} \cdot 15,18 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,22bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,86bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,38bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71000,09}{386,60} \pm \frac{-424462,06}{17939,53} \cdot 13,16 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,44bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,65bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,50bars$$

❖ Etat limite service (E L S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 51662,45 \text{ KN}$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{51662,45}{386,60} \pm \frac{-331049,38}{17939,66} \cdot 15,18 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,06bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,63bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,45bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{51662.45}{386.60} \pm \frac{-308121.38}{459610} \cdot 11.43 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,77bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,92bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,81bars$$

2) **Situation accidentelle :**

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{240210.98}{386.60} \pm \frac{-331049.38}{17939,66} \cdot 15.18 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,24bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,96bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,42bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{240210.98}{386.60} \pm \frac{-308121.38}{459610} \cdot 11.33 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,48bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,72bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,54bars$$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage et

- γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée : $P = 137053.91 \text{ KN} = 13705.391 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 386,60 \times 1 \times 2.50 = 1449.75t$$

$$P = 4132,028 \text{ t} > 1449.75 \rightarrow CV$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ la structure est stable.

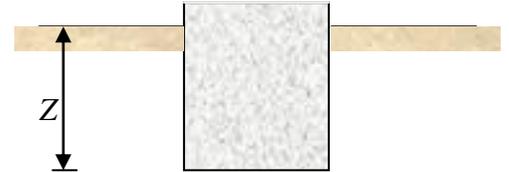


Figure 80 : Encrage de la structure.

VIII.3- Ferraillage du radier :VIII.3.1) Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 3,25m$

$$L_y = 4,44m$$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,25}{4,44} = 0,73m \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$$

Suivant la direction l_x

Suivant la direction l_y

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 250 \text{ KN/ml}$$

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

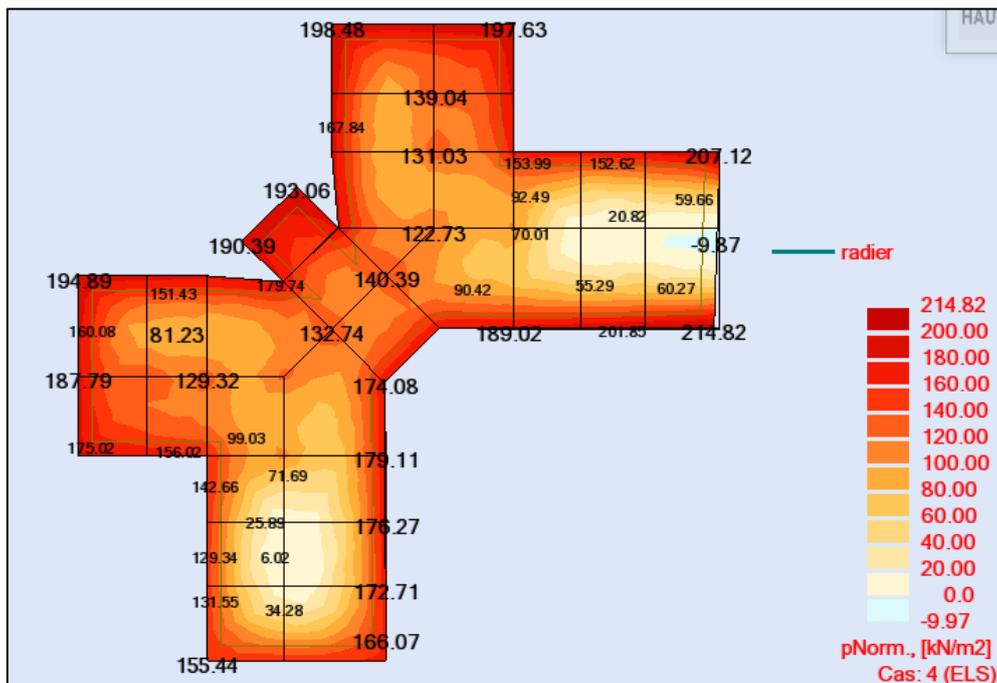
$$q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 181 \text{ KN/ml}$$

❖ **Situation accidentelle :**

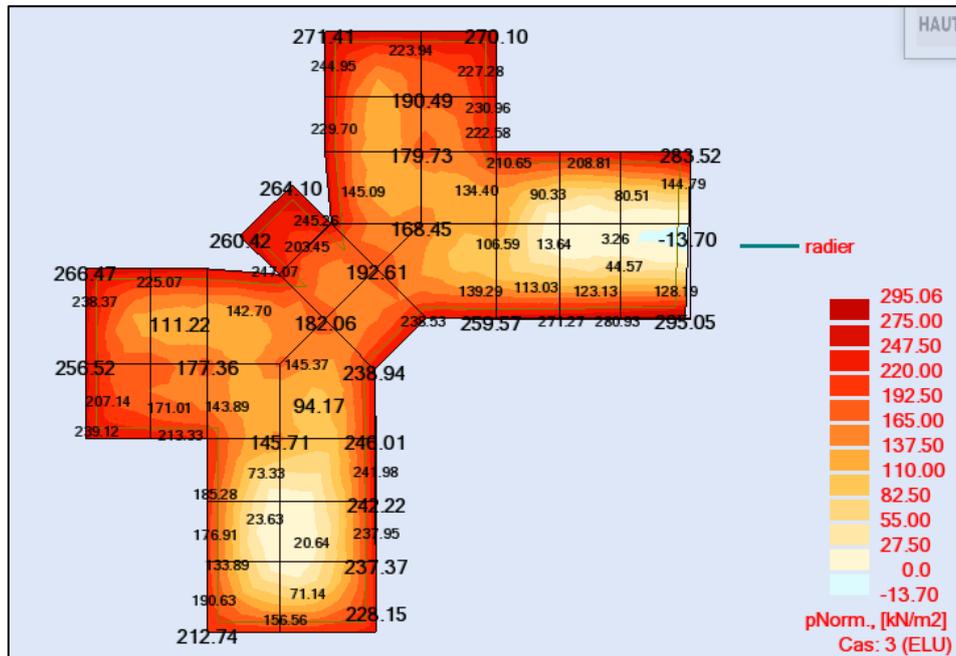
$$q_{acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 254 \text{ KN/ml}$$

Etant donné que nous avons utilisé un logiciel très performant qui permet d'obtenir la distribution des contraintes du sol sur la surface du radier ; nous présentons ci-après les cartographies des distributions pour chaque état limite :

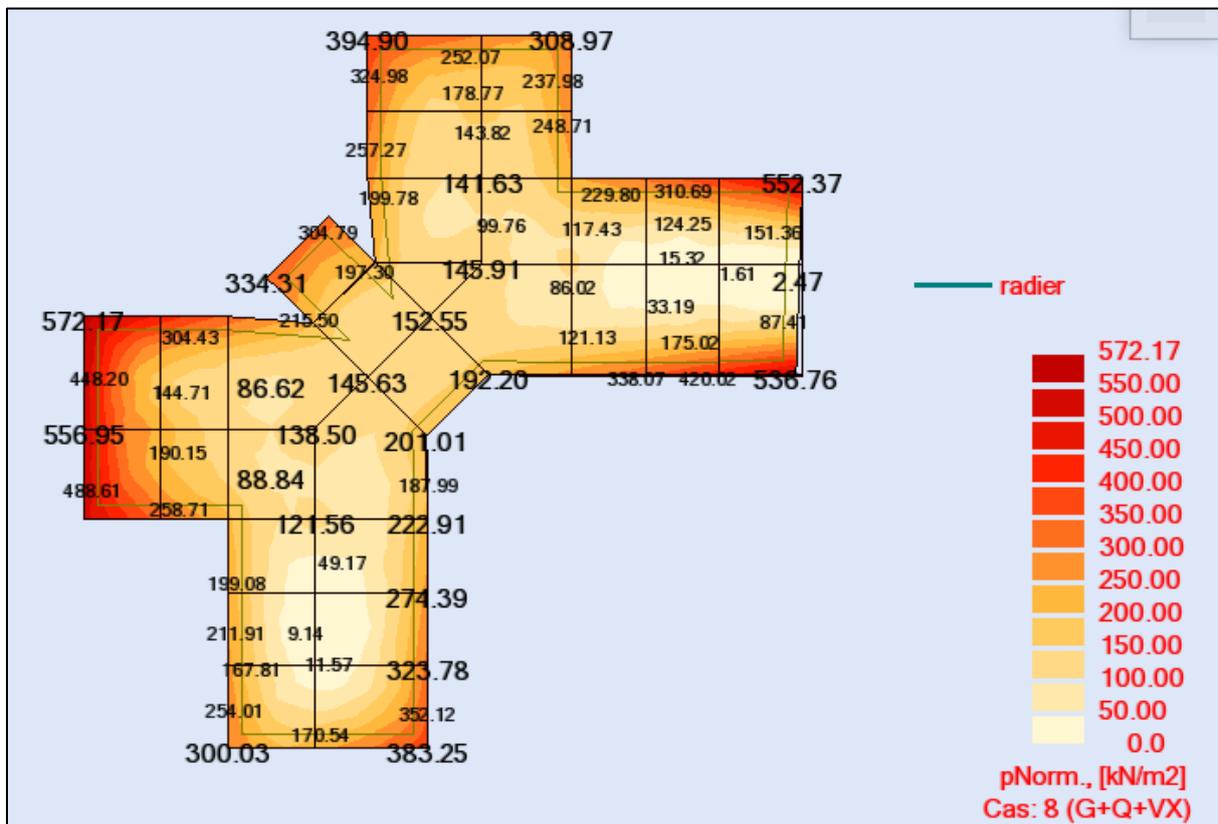
Etat Limite de Service : Contrainte max = 2,14Bar $< \sigma_{admissible} = >$ condition vérifiée



Etat Limite Ultime : Contrainte max = 3 Bar $\langle \sigma_{adm} = 6bar \rangle$ condition vérifiée



Etat Limite Ultime : Contrainte max = 5,72Bar $\langle \sigma_{adm} = 6bar \rangle$ condition vérifiée



Résultat de distribution des moments sur la dalle

Ferraillage du radier

Sollicitations de calcul ($M < 0$ tend les fibres supérieur)

Tableau 32 : Tableau récapitulatif des moments M_{xx} [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	109,04	-93,37	79,74	-68,15	36,74	-82,95

Tableau 33 : Tableau récapitulatif des moments M_{yy} [KN.m/m]

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	99,24	-82,24	72,61	-59,91	36,96	-70,92

VIII.4- Calcul de Section d'Armature en Travée

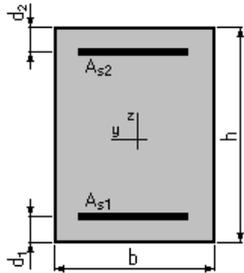
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,00$ (MPa)

- * Fissuration très préjudiciable
 - * Prise en compte des armatures comprimées
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,00 \text{ (cm)}$

$h = 30,00 \text{ (cm)}$

$d_1 = 4,00 \text{ (cm)}$

$d_2 = 4,00 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-93,37	0,00
Etat Limite de Service	-68,15	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-82,95	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique
= 12,94 (cm²)

$A_{s1} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique A_{s2}

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,36 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:**Cas ELU $M_{\max} = -93,37$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,97$ (cm)Bras de levier: $Z = 34,41$ (cm)Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,24$ (‰)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,83$ (MPa)**Cas ELS $M_{\max} = -68,15$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,04$ (cm)Bras de levier: $Z = 32,65$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,16$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 161,31$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_s \text{ lim} = 161,31$ (MPa)**Cas ELA $M_{\max} = -82,95$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,16 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,50$ (cm)Bras de levier: $Z = 34,60$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,08$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,00$ (MPa)

Choix des armatures :

T14 e=15cm Filantes + T12 e=15cm de renforcement = 18,69cm²/m

❖ Vérification des armatures à l'ELS

1. Armatures:

Section théorique
= 18,69 (cm²)

$A_{s1} = 10,78$ (cm²) Section théorique A_{s2}

Section minimum $A_{s \min} = 4,32$ (cm²)

théorique $\rho = 0,82$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

2. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite de Service	-68,15	0,00

3. Résultats:

Cas ELS $M_{\max} = -68,15$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,43

Position de l'axe neutre: $y = 10,89$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,26$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_S = 112,85$ (MPa)

comprimée: $\sigma_{S'} = 30,95$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S \text{ lim}} = 161,31$ (MPa)

La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées

VIII.5- Calcul de Section d'armature en appuis :

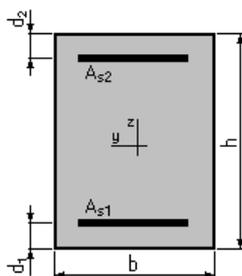
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,00$ (MPa)

- * Fissuration très préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,00$ (cm)

$h = 30,00$ (cm)

$d_1 = 4,00$ (cm)

$d_2 = 4,00$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	109,04	0,00
Etat Limite de Service	79,74	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	36,96	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 15,25 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,32 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,42 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$

❖ Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 109,04 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,68 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 34,13 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,49 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,83 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 79,74$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,75$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32,42$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,58$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 161,31$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 161,31$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 36,96$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,67 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 4,13$ (cm)

Bras de levier: $Z = 34,35$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,29$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,00$ (MPa)

Choix des armatures :

T14 e=15cm Filantes + T12 e=15cm de renforcement = 18,69cm²/m

❖ **Vérification des armatures à l'ELS****1. Armatures:**

Section théorique $A_{s1} = 18,69 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 10,78 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,32 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,82 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$

2. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat Limite de Service	79,74	0,00

3. Résultats:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 79,74 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,22

Position de l'axe neutre: $y = 10,89 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,82 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 132,04 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 36,21 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 161,31 \text{ (MPa)}$

La contrainte de l'acier tendue et la contrainte de compression du béton sont vérifiées

VIII.6- Calcul des Poutres du radier :

Tableau 34 : Sollicitations de calcul

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$)	$M_{ELU}(KN.m)$)	$M_{ELS}(KN.m)$)	$M_{ACC}(KN.m)$)
557,20	402,52	460,14	-598,81	-435,59	-556,40

Tableau 35 : Résultat de calcul.

Section	Armature Supérieure cm^2	Armature Inférieure cm^2	Choix des armatures
Appuis	0	22,58	8T16.Fil + 4T16. Chap
Travée	24,54	0	8T16. Fil + 8T16. Chap

Tableau 36 : Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

<i>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</i>		
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification
1,008	2,500	OK

<i>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</i>		
V_u (N)	$0,267.b.a.fc28$ (N)	Vérification
448880,000	1201500,000	OK

<i>Vérification des armatures inférieures d'appuis</i>		
A_s (cm^2)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm^2]	Vérification
16,080	12,905	OK

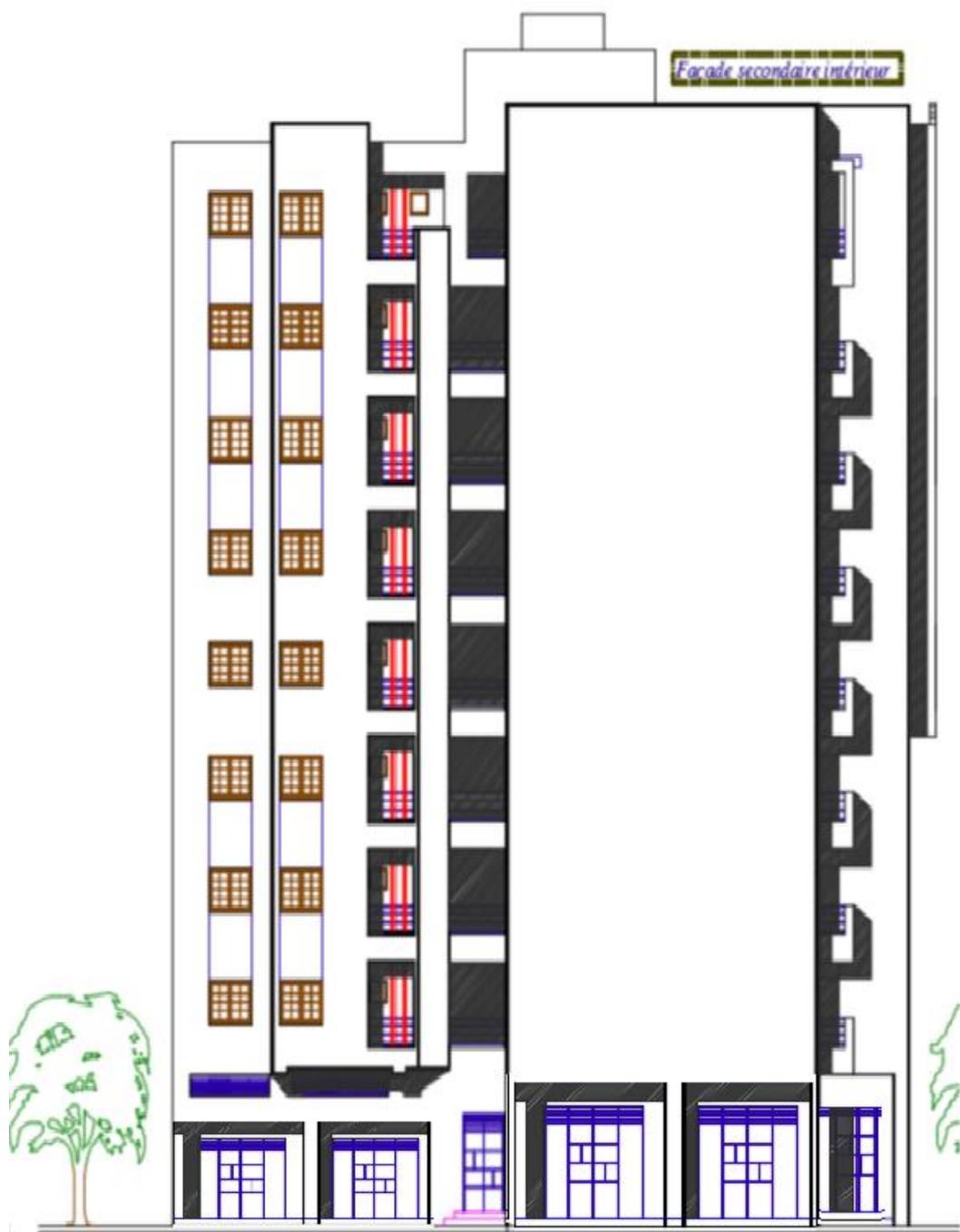
<i>Vérification de la contrainte moyenne de compression</i>			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
897760,000	4,988	21,667	OK

Conclusion générale :

- Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calculs ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et aussi d'approfondir nos connaissances.
- Ceci se fait à partir de la lecture de différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.
- L'ingénieur en génie civil propose des solutions raisonnables et sur le terrain, d'une manière générale une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.
- Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

REALISATION DES 40/470/1000 LOGEMENT PUBLICS LOCATIFS (P.Q2010-2014)
à MAZAGRAN-MOSTAGANEM





Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

❖ Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

❖ Livres :

- Cours de béton armé (Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments).....Jean-Pierre MOUGIN.
- BAEL 91 modifié 99.....Jean-Pierre MOUGIN.
- Ouvrage en béton armé.....H.Renaud, F.Letertre
- Mémoires année précédente

❖ Cours :

- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux (RDM).
- Cours de béton armé 3ème année.

❖ Logiciels :

- RobosAnalyse des structures.
- AUTOCAD 2016.....Dessin.
- EXCEL 2013.....Calcul.
- WORD 2013.....Traitement du texte.
- Power point 2013.....Présentation de mémoire

❖ mémoires :

Etude d'un bloc angle rdc + 5 a usage d'habitation