



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



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M /GCA/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment à usage multiple (sous-sol+RDC+10 étages) en portique-voile selon le B.A.E.L91 et le R.P.A 99 version 2003

Présenté par :

1. M^{lle} MEBAREK Amina.
2. M^{lle} HENNI Nouria.

Soutenu le 24/ 06/ 2023 devant le jury composé de :

Président : M. AYAD Tayeb

Examineur : M. BOUKHOULDA Hafid

Encadreur: M. BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2022 / 2023

Remerciement

Nous rendons d'abord grâce au Dieu Tout-Puissant de nous avoir donné le privilège et l'opportunité d'étudier, ainsi que la force, le courage et la patience nécessaires pour compléter cette mémoire.

En particulier, nous tenons à exprimer notre sincère gratitude à notre tuteur M. BESSAI Touhami pour avoir accepté de nous faire bénéficier de son expertise, de sa direction et de ses précieux conseils afin de compléter ce mémoire de fin d'étude et pour le temps qu'il a pris pour évaluer notre travail.

On tient à remercier nos familles et nos amis qui ont toujours été présents.

Nous remercions les membres du jury, d'avoir lu et examiner le présent travail.

Et enfin, nous tenons à exprimer notre sincère gratitude à tous les enseignants qui nous ont aidés et encouragés pendant que nous étions à l'école. Nous espérons que c'est la manière la plus sincère de communiquer notre gratitude.

Dédicace

Avec tous mes respects et amour je dédie ce modeste travail :

À ma source de bonheur mes chers parents en particulier, Leurs prières et leurs conseils m'ont toujours accompagné. Je les remercié pour tous ce que m'ont donné (Confiance, moyens et amour) en dirigeant et en mettant tout ce qui est nécessaire pour fournir la bonne atmosphère pour compléter mon travail, et leur souhaite une longue et heureuse vie pleine de joie, santé et honneur...

À mes défunts grands parents, que Dieu les accueille dans son grand paradis.

À tout ma chère famille que Dieu les protège

Par la même occasion, je tiens à le dédier à tous mes amis pour les merveilleuses années qu'on a passé ensemble, leurs encouragements, soutiens, et surtout leurs amitiés.

Et à tous les enseignants et enseignantes qui nous ont éduqués et guidés de la première année primaire jusqu'à master.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée + 10 étages, qui sera implanté dans la wilaya d'Oran, classée en zone IIa.

Dans le présent travail, nous avons abordé le pré-dimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments non structuraux, l'étude sismique réalisé par ROBOT2024(version d'étudiant) et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة شكل منتظم مكونة من طابق تحت أرضي و طابق أرضي وعشرة طوابق علوية, يتم إنجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa .

في العمل التالي, نتناولنا الأبعاد الأولية للعناصر, دراسة البلاطات والأجزاء الثانوية من البناية, الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة ROBOT2024 وتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية. هذا مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات BAEL91 و القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99/2003 .

Summary

This project presents a detailed study of a regular shaped multipurpose building consisting of a basement, a ground floor + 10 floors, which will be located in the Wilaya of ORAN, classified zone IIa.

In the present work, we have dealt with the presizing of the various elements, the study of the floors and the secondary elements, the dynamic assessment carried out by ROBOT2024 as well as the reinforcement of the various elements of the structure, taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1. Introduction.....	01
I.2.Présentation de l'ouvrage	01
I.3.Caractéristiques géométriques	01
I.4. Conception de la structure	04
I.4.1. Ossature de l'ouvrage	04
I.4.2. Plancher	04
I.4.2.1. Planchers en corps creux	04
I.4.2.2. Dalle pleine.....	05
I.4.3. Poutres.....	05
I.4.4. Poteaux	05
I.4.5.Maçonnerie	06
I.4.6. Escalier.....	06
I.4.7.Les Revêtements	07
I.4.8. Acrotères	07
I.4.9. Gaine d'ascenseurs.....	07
I.4.10. Fondation	07
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	08
I.5.1. Béton	08
I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression	08
I.5.1.2.Résistance caractéristique à la traction	08
I.5.1.3. Contraintes limite.....	08
I.5.1.4. Module d'élasticité.....	08
I.5.1.5. Diagramme contraintes déformations	10
I.5.2. Acier	10
I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinal	11
I.5.2.2.Diagramme contrainte déformation	11

I.5.2.3. Diagramme contrainte déformation de calcul.....	11
I.5.2.4.Limite d'élasticité	11
I.5.2.5. La contrainte maximale des armatures tendues à l	12
I.5.2.6. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)	12

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

II.1. Introduction.....	15
II.2. Les poutres.....	15
II.2.1.Poutres principales.....	15
II.2.2.Poutres secondaires.....	16
II.3.Les planchers.....	17
II.3.1.Plancher a corps creux.....	17
II.3.2.Plancher a dalle pleine.....	17
II.4.Descente de charges.....	18
II.4.1.Plancher terrasse inaccessible.....	18
II.4.2.Plancher étage courant.....	19
II.4.3.Dalle pleine.....	20
II.4.4.Maçonnerie.....	20
II.5.Les poteaux.....	22
II.5.1. les conditions de pré-dimensionnement des poteaux	22
II.5.2. Loi de dégression.....	24
II.5.2.1. Application de la loi de dégression.....	24
II.5.2.2.Distribution des charges	25
II.5.3. Calculs de la section du poteau.....	26

II.5.3.1. Détermination de la surface afférente.....	26
II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 5 ^{ème} étage	26
II.6. Pré-dimensionnement des voiles.....	29
II.6.1. Voiles de contreventement	30
II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol.....	31

CHAPITRE III :Etude des planchers

III.1. Introduction	33
III.2. Plancher dalle à corps creux.....	33
III.2.1. Les poutrelles	33
2.2.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression	34
III.2.2.2. Etude des poutrelles	36
III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs	37
III.2.3.1. Méthode forfaitaire.....	37
III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée.....	42
III.2.4. Calcul des poutrelles.....	44
III.2.4.1. Calcul du ferrailage.....	48
III.2.4.2. Calcul de la flèche.....	55
III.3. Plancher dalle pleine	59
III.3.1. Méthode de calcul.....	59
III.3.2. Calcul des sollicitations.....	62
III.3.3. Calcul du ferrailage.....	63
III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement....	68
III.3.5. Vérification de la flèche.....	69

III.3.6. Dessin de ferrailage.....	70
------------------------------------	----

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

IV.1 escaliers	72
IV.1.1 Introduction.....	72
IV.1.2 Pré-dimensionnement	74
IV.1.3. Descente de charges	75
IV.1.4 : Ferrailage des escaliers	77
IV.1.5 : Dessin de ferrailage	85
IV.1.6 : Etude du poutre palier.....	86
IV.1.6.1 : Dimensionnement	86
IV.1.6.2: Evaluation des charges.....	86
IV.1.6.3 : Evaluation des moments	87
IV.1.6.4: Détermination des armatures	87
IV.1.6.5:Dessin de ferrailage	90
IV.2. Acrotère.....	91
IV.2.1.Introduction.....	91
IV.2.2.Calcul du ferrailage.....	92
IV.2.3. Détermination des sollicitations.....	92
IV.2.4.Détermination des armatures.....	93
IV.2.5 : Déterminations des contraintes	95
IV.2.6: Dessin de ferrailage	98
IV.3. Balcon	98

IV.3.1. Introduction	98
IV.3.2 : Descente de charges	99
IV.3.3 : Calcul du ferrailage.....	102
IV.3.4 : Vérification de la fleche	104
IV.3.5 : Dessin de ferrailage	104

CHAPITRE V :Etude sismique

V.1. Introduction	107
V.2. Etude sismique	107
V.2.1. Modélisation de la masse	107
V.2.2. Modélisation de la structure étudiée.....	107
V.3. choix de la méthode de calcul	110
V.3.1. La Méthode statique équivalente.....	110
V.3.2. Les méthodes dynamiques.....	112
V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale.....	112
V.3.2.2. Interprétation des résultats	112
V.4. vérification des conditions du RPA99 (version 2003)	113
V.5. Spectre de réponse de calcul	115
V.6. Calcul de la résultante des forces	116
V.7. résultats de l'analyse dynamique	117
V.8. Calcul de renversement	119
V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9).....	121
V.10. Conclusion.....	122

CHAPITRE VI : Etude des portiques

VI.1. Introduction.....	124
VI.2. Ferrailage des portiques	124

VI.2.1. Combinaisons d'actions	124
VI.2.2. Ferrailage des poutres	125
VI. 2.3. Dessin de ferrailage de la poutre principale	132
VI.2.4. Dessin de ferrailage de la poutre secondaire	132
VI.2.5. Ferrailage des poteaux	133
VI.2.6 Ferrailage du poteau.....	152

CHAPITRE VII : Etude des voiles

VII.1. Introduction.....	156
VII.2. Voile périphérique	156
VII.2.1. Détermination des sollicitations.....	156
VII.2.2. Calcul de ferrailage du voile de contreventement	159
VII.2.3. Dessin de ferrailage	165
VII.3. Les voiles de contreventement.....	166
VII.3.1. Calcul de ferrailage du voile de contreventement	169
VII.3.2. Dessin de ferrailage	175

CHAPITRE VIII: Etude l'infrastructure.

VIII.1.Introduction	177
VIII.2.Choix du type des fondations	177
VIII.3.La capacité portance de terrain de fondation	177
VIII.4.Classification des fondations.....	177
VIII.5.Vérification de type des semelles	178
VIII.6.Etude du radier	179
VIII.6.1.Pré dimensionnement du radier	180
VIII.6.2.Impacte du poteau sur la dalle du radier.....	182
VIII.6.3.Vérification des contraintes dans le sol.....	183

VIII.6.4.Ferraillage du radier	186
VIII.6.5.Calcul les poutres de libage (nervure).....	191
VIII.7.Conclusion	195

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

J. PERCHAT, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,

J.P. MOUGIN, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.

H. Thonier, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tome III », Presses des ponts et chaussées, Paris.

M. BELAZOUGUI, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.

D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.

DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.

_ Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 (version 2003).

MEMOIRES DE FIN D'ETUDES :

-N.khelifa , M.kaddous « Etude d'un bâtiment(R+9 à usage d'habitation+sous-sol) »

LOGICIELS

Logiciel d'analyse des structures **ROBOT2024(version d'étudiant)**

Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**

EXCEL

WORD

AUTO CAD 2012

RDM 6

La Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation du projet

Figure I.1 : Façade principale.....	03
Figure I.2 : Vue en plan du sous-sol.....	03
Figure I.3: Vue en plan d'un étage courant.....	04
Figure I.4 : Plancher corps creux	04
Figure I.5 : Plancher dalle pleine	05
Figure I.6:Poutre en béton armé	05
Figure I.7: Poteau	06
Figure I.8:Escalier de deux volées	07
Figure I.9 : Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU	10
Figure I.10 :Diagramme contraintes-déformations de l'acier a L'ELU.....	11
Figure I.11 :Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers	12

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

Figure II.1 : Section transversale d'une poutre	15
Figure II.2:Planchers à corps creux.....	17
Figure II.3 : Panneau de dalle.....	17
Figure II.4:Coupe plancher terrasse inaccessible	18
Figure II.5 : Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant	19
Figure II.6 : Section transversale d'un plancher à dalle pleine	20
Figure II.7 : Section réduite du béton.....	23
Figure II.8: Schéma des niveaux.....	24
Figure II.9:Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	26

Figure II.10: Voile en élévation.....	30
---------------------------------------	----

CHAPITRE III : Etude des planchers

Figure III.1 : Plancher d'étage a corps creux.....	33
Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.....	34
Figure III.3 : Section de calcul.....	35
Figure III.4 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....	38
Figure III.5 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 4 travées.....	38
Figure III.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 1 ^{er} type de poutrelle.....	41
Figure III.7: Diagramme des efforts tranchants du 1 ^{er} type de poutrelle	41
Figure III.8 : Représentation de la méthode de Caquot.....	43
Figure III.9 : Poutre continue.....	43
Figure III.10 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre	44
Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 2 ^{eme} type de poutrelle	47
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2 ^{eme} type de poutrelle.....	47
Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2 ^{eme} type de poutrelle.....	48
Figure III.14 : Section de calcul.....	49
Figure III.15 : Section de calcul en travée	49
Figure III.16 : Section de calcul en appuis.....	50
Figure III.17:Dimensions d'un panneau de dalle pleine	59
FigureIII.18 : Hypothese de calcul.....	58
Figure III.19: Enrobage.....	60
Figure III.20: Disposition des armatures de la nappe supérieure.....	60
Figure III.21 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.....	60
Figure III.22.Dessin de ferrailage de la dalle pleine.....	70

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Figure VI.1 : Schéma d'un escalier	72
Figure VI.2 : vue en plan d'escalier.	73
Figure .IV.3: Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant	77
Figure .IV.4: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	80
Figure IV.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	81
Figure IV.6: Diagramme des moments en appuis et travées à l'ELU	81
Figure IV.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	81
Figure IV.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	82
Figure IV. 9 : Section de calcul.....	82
Figure IV.10 : Section de calcul.	83
Figure IV.11 : ferrailage du escalier.....	85
Figure IV.12 : Schémas statique de la console palière.....	86
Figure IV.13: Ferrailage de la console palière	90
Figure IV.14: Dimensions de l'acrotère et schéma statique.....	91
Figure IV.15: Section de calcul.....	93
Figure IV.16: Position du point d'application de l'effort normal N_u	94
Figure IV.17: Position de centre de pression.	95
Figure IV.18: Schéma de ferrailage de l'acrotère	98
Figure IV.19: coupe de balcon.....	98
Figure IV.20:Schéma statique du balcon.	99
Figure IV.21: Enrobage.....	100
Figure IV.22: Disposition des armatures de la nappe supérieure.....	101
Figure IV.23: Schéma statique du balcon	101

FigureIV-24: Section de calcul.	101
Figure IV.25 : Diagramme des moments fléchissant.	102
Figure IV.26: Schéma du balcon	104
Figure IV.27: Schéma de ferrailage du balcon.....	105

CHAPITRE VI : Etude des portiques

Figure VI.1: Section de calcul en travée	126
Figure VI.2 : Section de calcul en appuis.....	128
Figure VI.3 : ferrailage de la poutre principale	132
Figure VI.4 : ferrailage de la poutre secondaire.	133
Figure VI.5 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	134
Figure VI.6 : La zone nodale.	135
Figure VI.7 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement	137
Figure VI.8 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale	140
Figure VI.9 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale	142
Figure VI.10 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale	144
Figure VI.11 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale	145
Figure VI.12 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale	147
Figure VI.13 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale	150
Figure VI.14 : La zone nodale	151
Figure IV.15 : Ferrailage du poteau	153

CHAPITRE VII : Etude des voiles

Figure VII.1 : Contrainte du voile.	157
Figure VII.2: Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.....	158
Figure VII.3:Section de calcul en travées.	160
Figure VI.4:Section de calcul en travées.....	161

Figure VII.5 : Ferrailage du voile périphérique	166
Figure VII.6 :Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile plein	167
Figure VII.7 : Les sollicitations de calcul du voile	164
Figure VII.8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	166
Figure VII.9 :Voile le plus défavorable.	167
Figure VII.10: Section de calcul.....	170
Figure VII.11 :Section de calcul.	173

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

FigureVIII.1: Types des fondations superficielles	178
Figure VIII.2: Surface de radier	179
Figure VIII.3: Schéma statique du Radier.....	180
Figure VIII.4: Dimension du radier.....	183
Figure VIII.5: schéma des contraintes de sol à ELS	183
Figure VIII.6: schéma des contraintes de sol à ELU.....	184
Figure VIII.7: schéma des moments de radier sur axe XX à ELU.....	184
Figure VIII.8: schéma des moments de radier sur axe XX à ELS	185
Figure VIII.9: schéma des moments de radier sur axe YY à ELU.....	185
Figure VIII.10 : schéma des moments de radier sur axe YY à ELS	185
Figure VIII.11 : Enrobage de la dalle du radier.	186
Figure VIII.12 : L'effort tranchante dans sens XX.	191
Figure VIII.13 : L'effort tranchante dans sens YY	191
FigureVIII.14: Schéma des moments sur les nervures à ELU	192

Figure VIII.15: Schéma des moments sur les nervures à ELS	192
Figure VIII.16: Schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELU	194

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement

Tableau II.1 : Charges du plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.2 : Charges du plancher étage courant.....	19
Tableau II.3 : Charges du plancher RDC.....	20
Tableau II.4 : Charges du mur extérieur.....	21
Tableau II.5 : Charges du mur intérieur.....	21
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des charges et surcharges.....	21
Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.....	25
Tableau II.8 : Distribution des charges.....	24
Tableau II.9 : Calculs des poteaux.....	28
Tableau II.10 : Vérification des conditions de la RPA99v2003.....	29

CHAPITRE III :Etude des planchers

Tableau III.1 : Évaluation des charges.....	36
Tableau III.2 : Données de la travée.....	39
Tableau III.3 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U et l'E.L.S.....	40
Tableau III.4 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.....	41
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.....	44
Tableau III.6 : Tableau de combinaison d'actions.....	44
Tableau III.7 : Tableau de longueur réduite.....	45
Tableau III.8: Tableau des moments fléchissant en appuis du 2 ^{eme} type de poutrelle.....	45
Tableau III.9 : Tableau d'abscisse du moment en travée.....	46
Tableau III.10: Tableau des moments fléchissant en travée du 2 ^{eme} type de poutrelle.....	46

Tableau III.11 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.....	47
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle	48
Tableau III.13 : Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC	61

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse.....	76
Tableau IV.2 : Charges permanentes et surcharges du palier.....	76
Tableau IV.3 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1....	78
Tableau IV.4 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2....	79
Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3	79
Tableau IV.6: Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.....	80
Tableau IV.7: Charge appliquées sur la dalle pleine du balcon.	99

CHAPITRE V: Etude sismique

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q	114
Tableau V.2 :période et facteur de participation massique	117
Tableau V.3 :vérification de renversement.....	120
Tableau V.5 :vérification de l'effort P.....	122

CHAPITRE VI : Etude des portiques

Tableau VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	126
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailage.	132

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	138
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.....	152
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.....	152

CHAPITRE VII : Etude des voiles

Tableau VII.1:Tableau récapitulatif des sollicitations.	159
TableauVII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations max.....	170

CHAPITRE VIII : Etude d'infrastructure

Tableau VIII.1: impacte du poteau sur la dalle du radier.....	182
Tableau VIII.2:les différentes sollicitations sur le radier.....	186

Listes de symboles

ELU	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul

$\overline{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I₀	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δ f_t	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$

Introduction générale :

Au fil du temps, l'Algérie a connu une explosion démographique, ce qui a incité le gouvernement à lancer d'importants projets de logement. La construction de bâtiments a rapidement progressé grâce à l'adoption de nouvelles approches de construction pour améliorer le comportement des structures de bâtiment. La préférence pour la construction verticale sur de plus petites surfaces en plan résulte de la croissance et de la concentration démographiques.

Comme d'autres nations méditerranéennes, l'Algérie est exposée à une importante activité sismique. Particulièrement dans le cas d'une construction en hauteur, cette dernière peut entraîner des dégâts importants. Pour y parvenir, dans cette étude, il est nécessaire de respecter des règles et normes parasismiques afin d'assurer la stabilité et la pérennité du bâtiment.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple comportant un sous-sol, un RDC et 10 étages réalisé à la wilaya d'Oran.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre, consacré pour la présentation de projet.
- Le deuxième chapitre, qui consiste le pré dimensionnement.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des planchers.
- Le quatrième chapitre, pour le l'étude des éléments non structuraux.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le sixième chapitre, pour l'étude des portiques.
- Le septième chapitre, pour l'étude des voiles.
- Le huitième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Présentation du Projet

I.1. Introduction

L'analyse d'un bâtiment en béton armé à usages multiples, comme résidentiel ou commercial, est une étape fondamentale et un élément crucial du processus de construction pour tout type de projet. Ceci est nécessaire pour produire une structure à la fois sûre et rentable.

Cette étude vise à mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises tout au long de notre parcours universitaire. La tâche à accomplir est d'étudier et de calculer les composants structuraux d'un bâtiment en béton armé de 10 étages résidentiels, d'un niveau de parking et d'un sous-sol.

L'objet de ce chapitre est de fournir quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le travail en cours consiste à étudier et calculer les composants structuraux d'une tour d'habitation en béton armé R+10 à usage d'habitation qui contient 20 appartements F5

Consiste en:

- Un sous-sol utilisé comme un parking et RDC utilisé comme service.
- Du 1er au 10ème étage à usage d'habitation.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) ce bâtiment est implanté à la wilaya d'Oran Daira de Es-senia qui est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa), puisque cette ouvrage est destinée à l'habitat collectif et ne dépasse pas une hauteur de 48 mètres, ce qui le place dans le groupe 2 selon le système de classement du RPA 99 (article 3.2).

I.3. Caractéristiques géométriques

- Longueur en plan : 22.20 m.
- Largeur en plan : 16.10m.
- Hauteur du sous-sol: 3.4m.
- Hauteur du RDC : 4.08m
- Etages courants : 3.06m.
- Hauteur Total : 34.68 m.

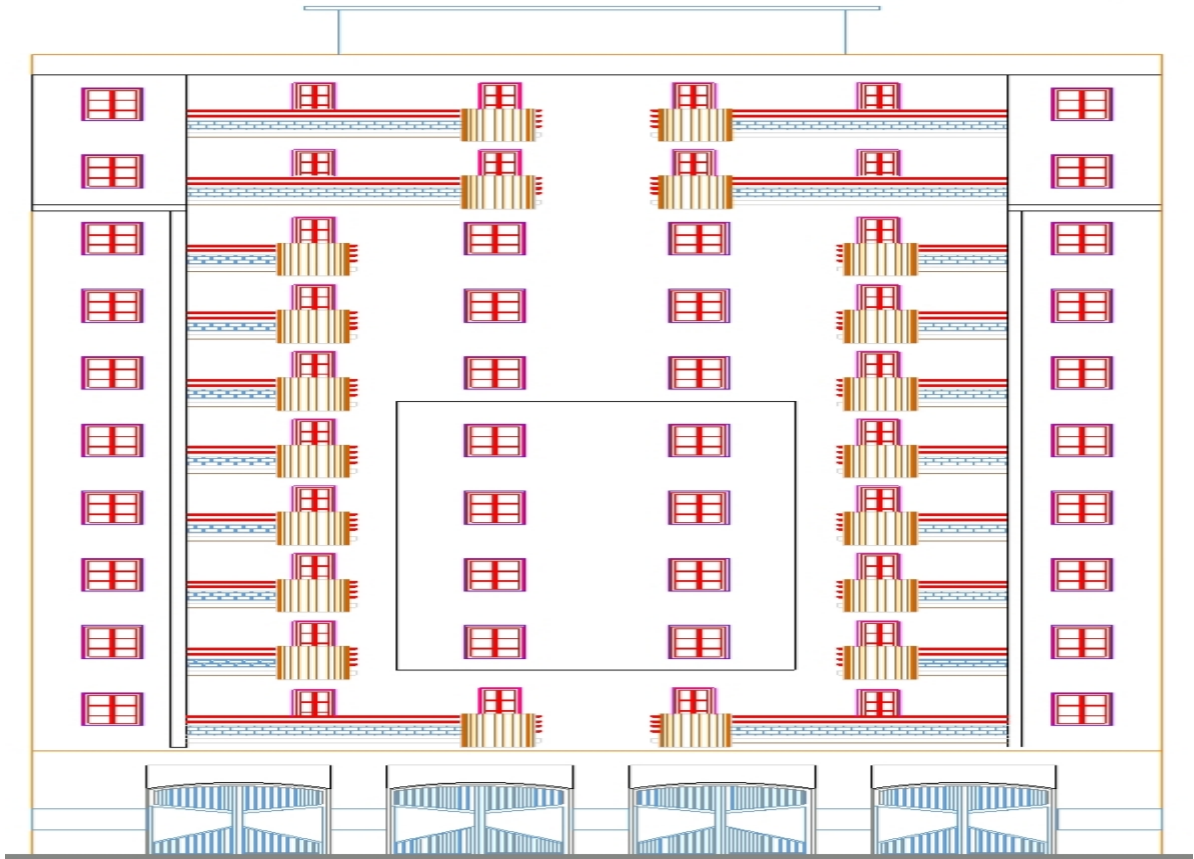


Figure I.1 : Façade principale.

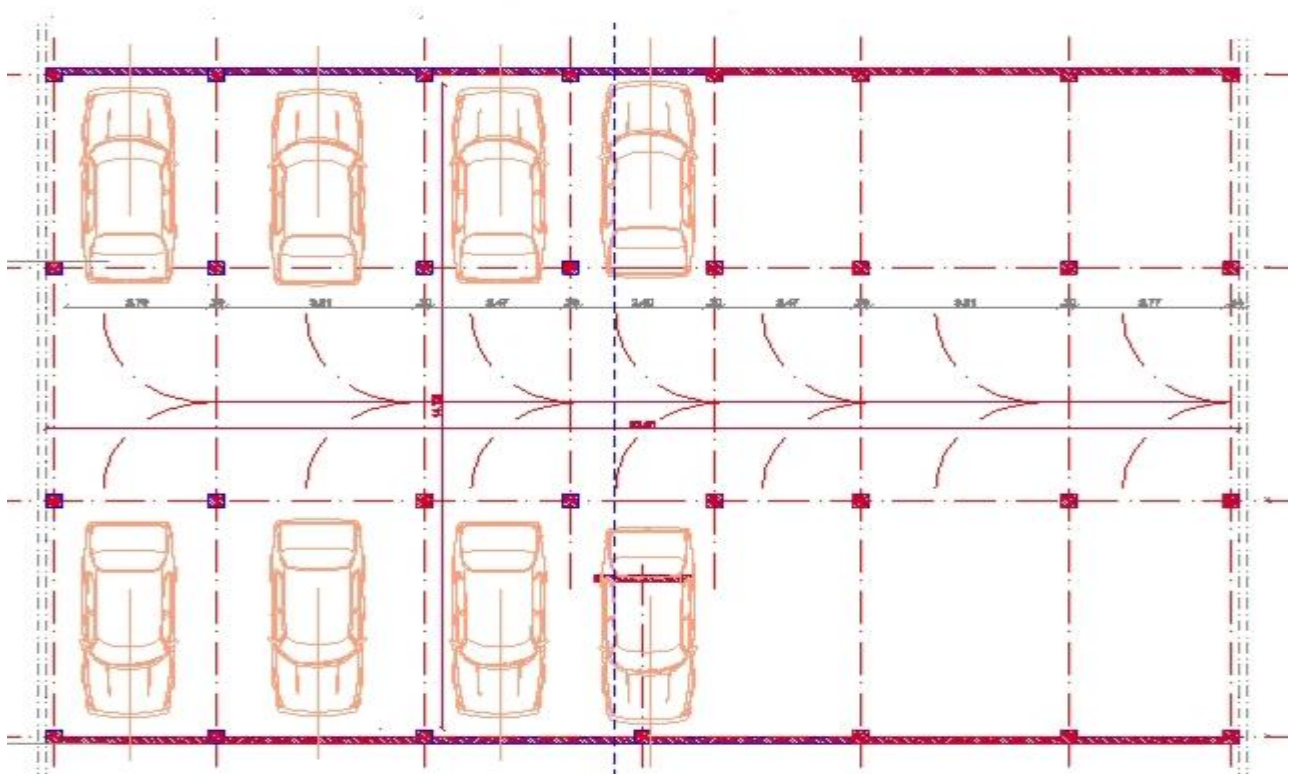


Figure I.2 : Vue en plan du sous-sol.

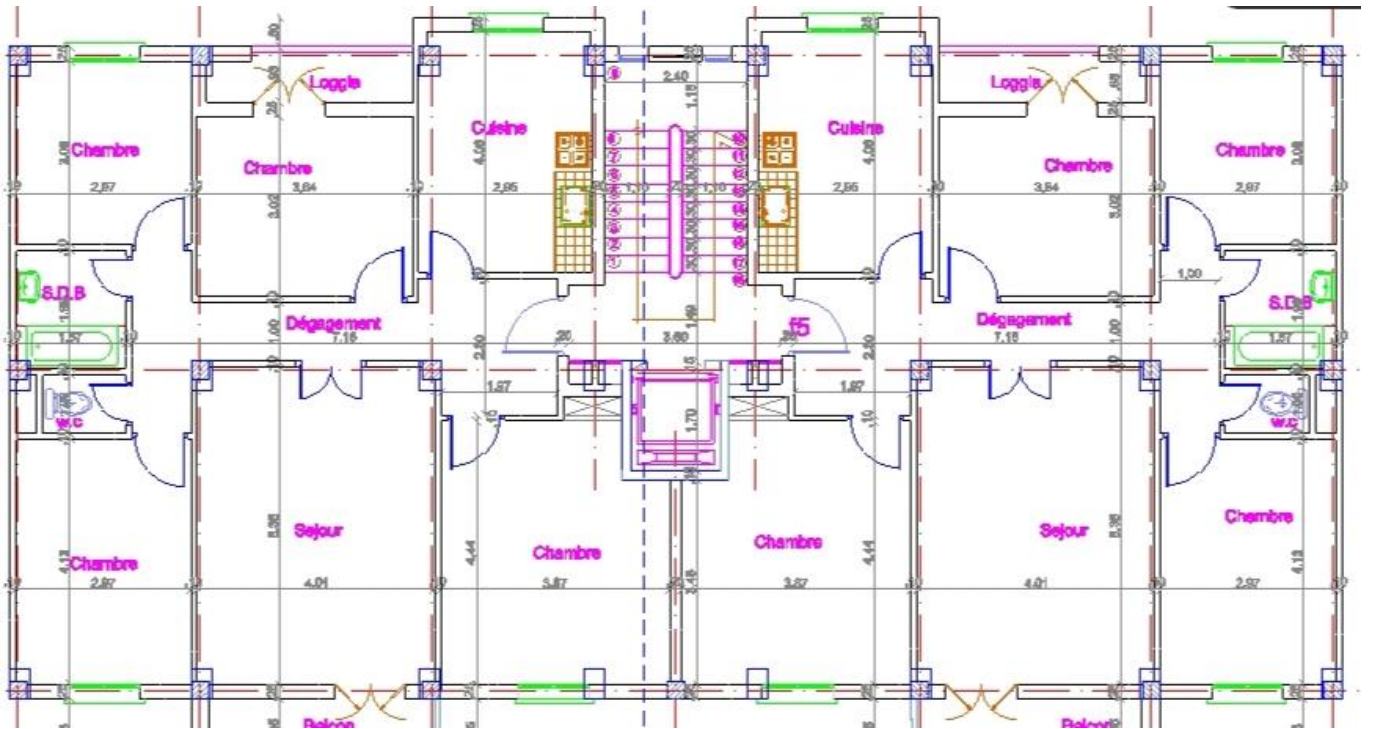


Figure I.3: Vue en plan d'un étage courant

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

La stabilité de l'ensemble de la structure sous l'influence des activités verticales et horizontales est assurée par les hublots et poutres qui assurent la contre-ventilation de la structure.

I.4.2. Plancher :

I.4.2.1. Planchers en corps creux :

Ils sont construits avec un corps souple et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur et reposent sur des poutrelles préfabriquées. La terrasse en planches aura un complexe de tanchement et un type de pont pour aider à l'écoulement des eaux fluviales.

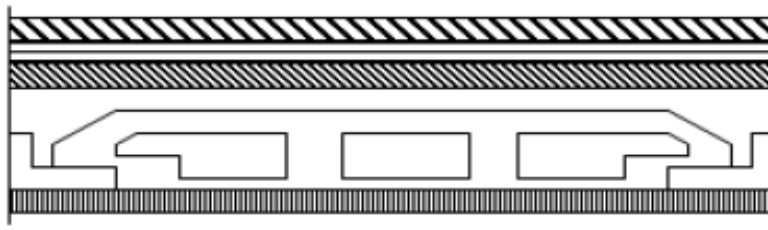
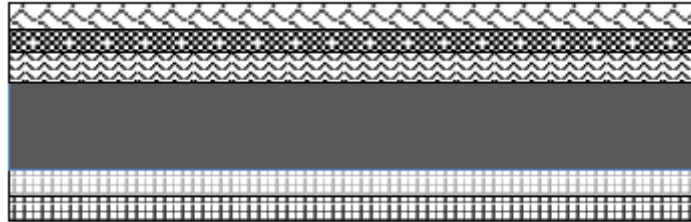


Figure I.4 : Plancher corps creux.**I.4.2.2. Dalle pleine :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau du plancher du RDC et des balcons.

**Figure I.5 :** Plancher dalle pleine.**I.4.3. Poutres :**

Il s'agit d'une structure horizontale en béton armé qui peut supporter des charges entre et au-delà de ses points d'appui. Il existe deux types de poutres différentes pour lesquelles elle accepte souvent des charges verticales.

- Poutre principale
- Poutre secondaire

**Figure I.6:** Poutre en béton armé**I.4.4. Poteaux :**

Un poteau est un élément structurant qui sert de point de concentration des charges de la superstructure, qui sont ensuite réparties sur l'infrastructure du projet.

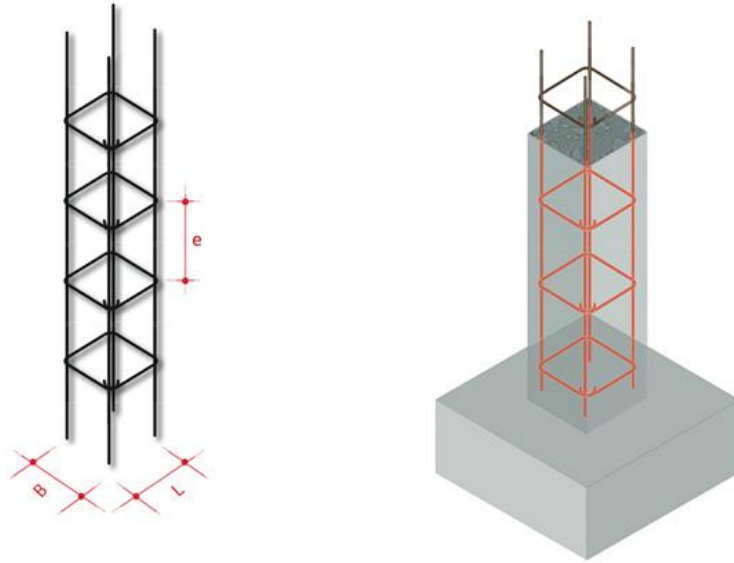


Figure I.7: Poteau.

I.4.5. Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Le remplissage de la façade se fait en doubles cloisons constituées d'une paroi extérieure en papier crépon de 15 cm d'épaisseur et d'une paroi intérieure en papier crépon de 10 cm d'épaisseur, séparées par un coussin d'air thermique et acoustique de 5 cm d'épaisseur.

a) Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.4.6. Escalier:

La structure comporte une cage d'escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

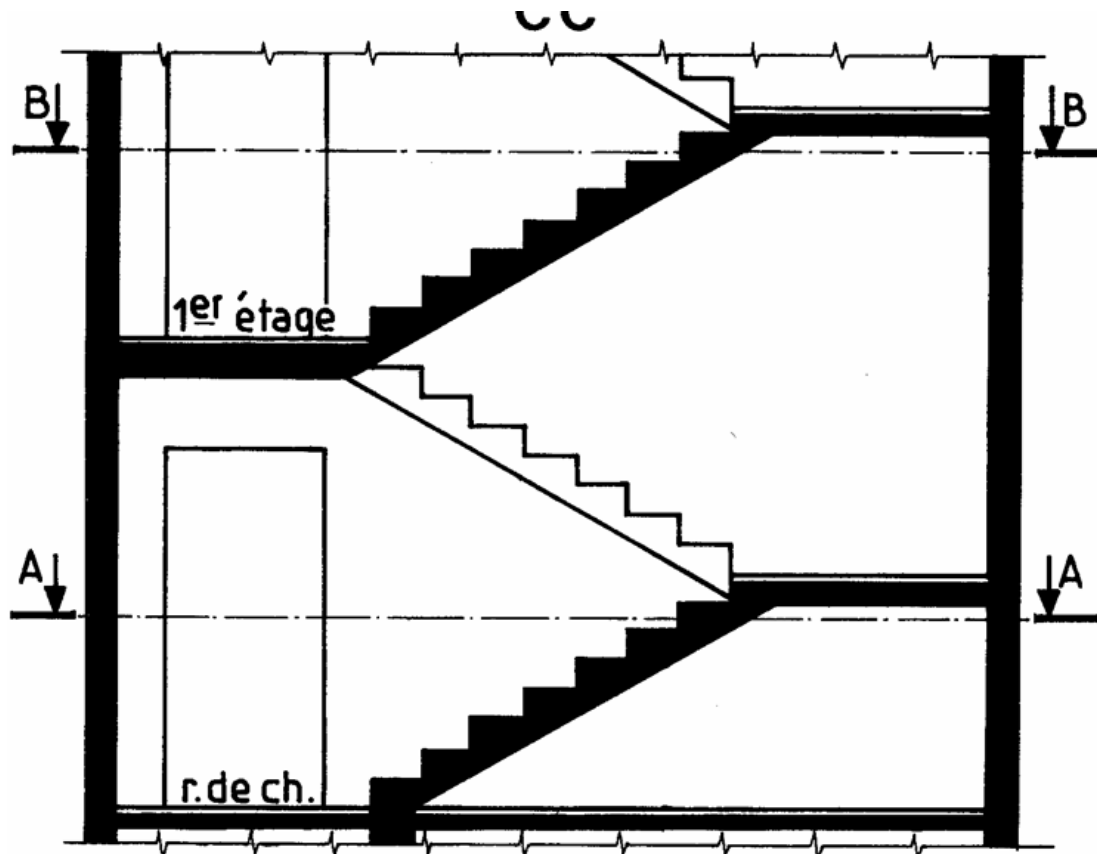


Figure I.8: Escalier de deux volées.

I.4.7. Les Revêtements :

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Un carrelage de 2cm pour les planchers et les escaliers
- l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

I.4.8. Acrotères :

L'acrotère est un élément structurel qui ceinture le bâtiment et a été conçu pour protéger la ligne de liaison entre celui-ci et la pente de la pénétration des eaux de surface ainsi que pour assurer la sécurité de ceux qui se trouvent sur la terrasse.

I.4.9. Gaine d'ascenseurs :

Compte tenu de la hauteur importante de cette structure, un ascenseur doit être conçu.

I.4.10. Fondation :

Les fondations d'une œuvre sont ses éléments constitutifs qui assurent la transmission de ses efforts au sol.

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes

- Les semelles isolées
- Les radiers

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange composé de granulats, sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour modifier les propriétés.

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 , caractérisé par les proportions usuelles et standards suivantes :

- Ciment : le type de ciment utilisé est le CPJ-CEM II 42.5.
- Gravier lavé: (3/8), (8/15) et (15/25).
- Sables lavés.
- Eau de gâchage purifiée.

Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour les besoins du montage des projets, un béton est défini comme ayant une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28j fixée à 25MPa.

- Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28}$ Pour $j < 28 \text{ J}$
- $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ Pour $j > 28 \text{ J}$

- Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} * f_{c28} \rightarrow$ Pour $j < 28 \text{ J}$
- $f_{cj} = f_{c28} \rightarrow$ Pour $j < 28 \text{ J}$

- **I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction:**

Classiquement, la relation suivante est utilisée pour définir la résistance caractéristique du béton à la traction après 28 jours :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

I.5.1.3. Contraintes limite:

a) Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91) :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

- θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions
 - $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
 - $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
 - $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

Dans notre projet on a pris $\theta = 1$.

- γ_b : coefficient de sécurité
 - $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14,17\text{MPa}$
 - $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18,48\text{MPa}$

I.5.1.4. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa.

Avec :

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \text{ Donc } \Rightarrow E_{ij} = 32164.195\text{MPa}$$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$\Rightarrow E_{vj} = 10818.866 \text{ MPa}$$

c) **Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1 + \nu)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

c) **Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :**

Il sera pris égale à : $\nu = 0$ l'état limite ultime.

1.5.1.5. Diagramme contraintes déformations :

- **L'état limite ultime de résistance :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci dessous :

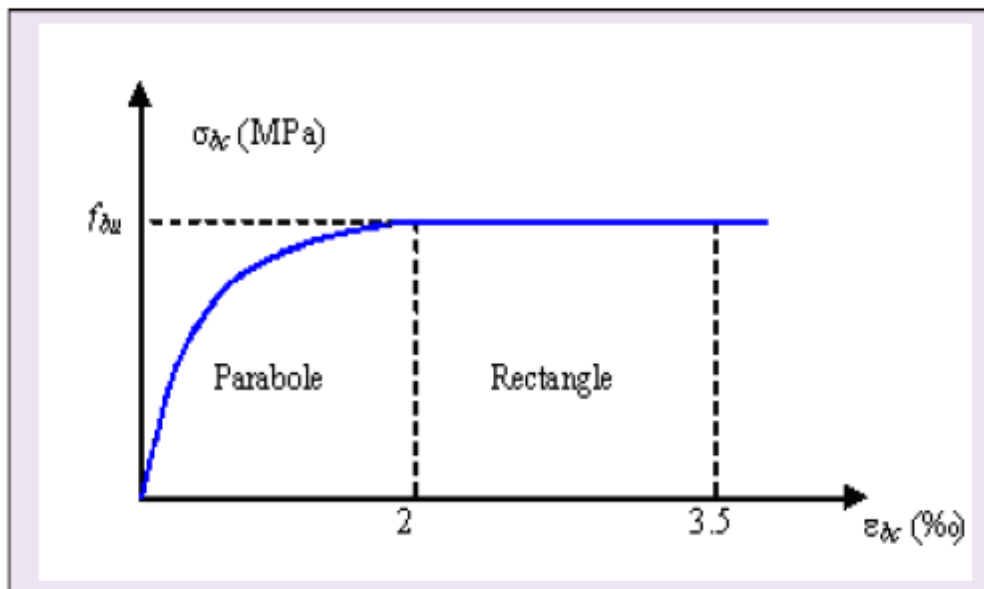


Figure I.9: Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU.

1.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal:

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

I.5.2.3. Diagramme contrainte déformation:

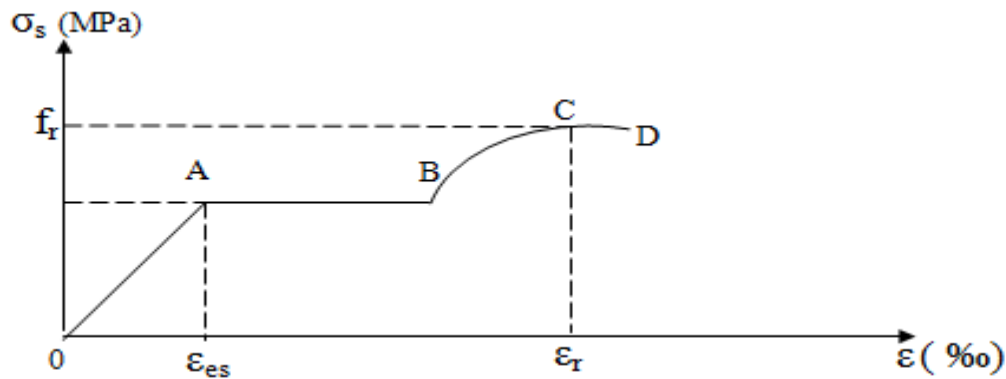


Figure I.10 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

I.5.2.4. Diagramme contrainte déformation de calcul:

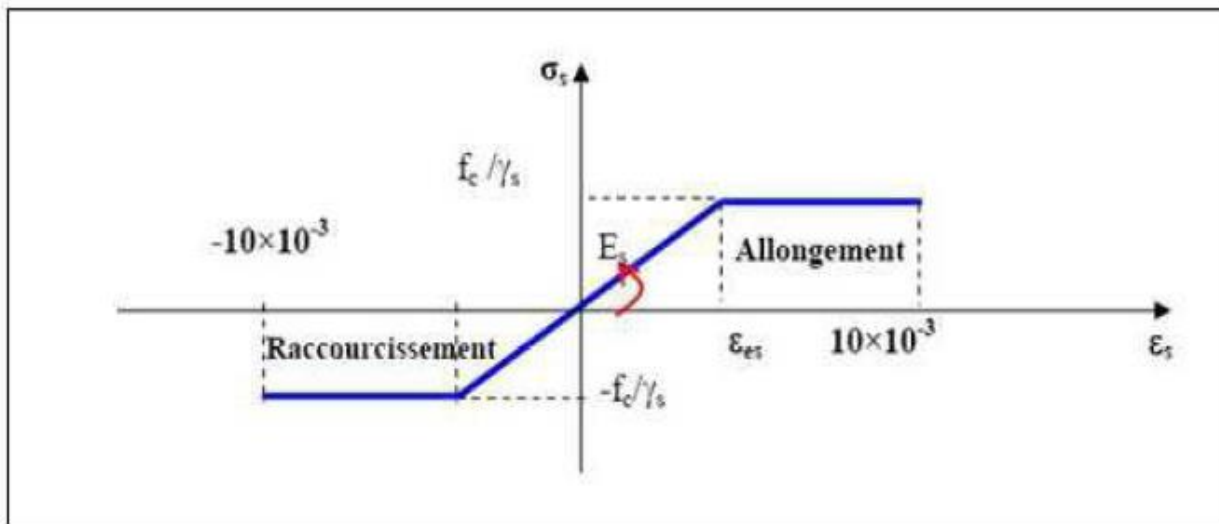


Figure I.11 : Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers.

I.5.2.5.Limite d'élasticité:

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ En situation accidentelle

I.5.2.6. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Afin de réduire le risque de corrosion de l'induit, il est nécessaire d'empêcher l'ouverture de fissures. Selon les règles **BAEL91**, il existe trois types différents de fissuration qui peuvent se produire dans les armatures.

a) Fissuration peu préjudiciable (BAEL9 /Art 4-5-32) :

Dans le cas où il y a des composants dans les zones couvertes, aucune vérification n'est nécessaire.

a) Fissuration préjudiciable (AEL91/Art 4-5-33) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ MPa}$$

Où η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1,6$barres a haute adhérence (HA) avec $\phi_t \leq 6\text{mm}$.

- $\eta = 1$rond lisse.

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

S'il y a des composants qui doivent assurer un ajustement serré ou sont exposés à des environnements hostiles.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

Avec $\phi_t \leq 8\text{mm}$

I.5.2.7. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91):

Afin d'éviter les effets imprévisibles et les agents agressifs, et d'avoir un travail concret correct. Les exigences suivantes pour l'enrobage (C) des armatures doivent être respectées :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les matériaux exposés à la mer, à l'air salin, aux embruns ou aux poulets de chair, ainsi que les matériaux exposés à des environnements extrêmement hostiles.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les objets en contact avec un liquide (tuyaux, réservoirs et canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

Pré-

dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et sur les charges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique

II.2. Les poutres :

a) *D'après les règles BAEL 91 on a :*

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0,4h \leq b \leq 0,8h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

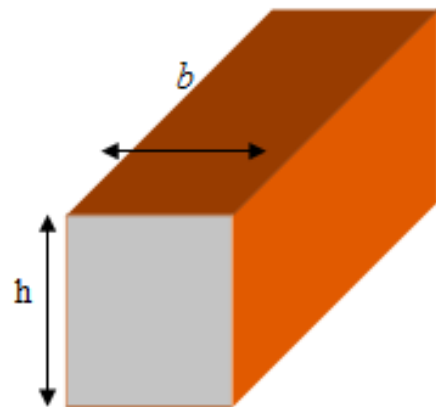


Figure II.1 : Section transversale d'une poutre.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \end{array} \right.$$

II.2.1. Poutre principale :

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

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \text{ et } 36 \leq h \leq 54$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}.$$

Pour la largeur b on prend $b = 30 \text{ cm}$

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

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = < 4 \end{array} \right\} \text{les conditions sont vérifiées.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.2.2. Poutre secondaire :

$L_{\text{max}} = 400 \text{ cm}$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \qquad 26.66 \leq h \leq 40$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$.

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm}.$$

Pour la largeur b on prend $b = 30 \text{ cm}$

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

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = < 4 \end{array} \right\} \text{les conditions sont vérifiées.}$$

Donc la section de la poutre secondaire est de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3. Les Planchers

II.3.1. Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constituées par des poutrelles, d'hourdis et une table de compression, comme indiqué la figure suivante:

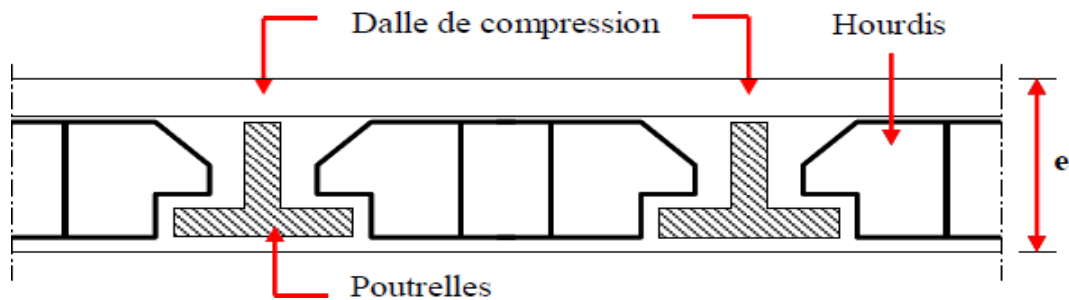


Figure II.2: Planchers à corps creux.

On utilise la condition de la flèche suivante :

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

$L = 401 \text{ cm}$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 16.04 \leq h_t \leq 20.05$$

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

$h_1 = 16 \text{ cm}$ (épaisseur du corps creux)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

$L_x = 391 \text{ cm}$

$L_y = 540 \text{ cm}$

Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$L_x = 391 \text{ m}$

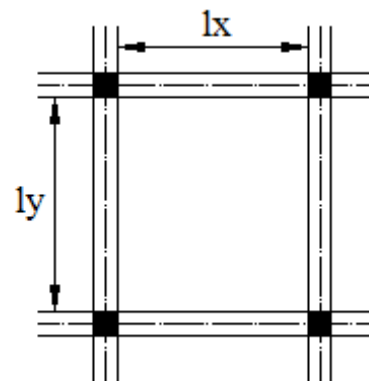


Figure II.3 :Panneau de dalle.

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

$$0.4 \leq \rho = 0.74 \leq 1$$

⇒ La dalle porte est considérée comme portant dans deux sens.

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h_d = (7.82 ; 9.77)$$

- **Condition d'isolation acoustique :**

Contre les bruits aériens : $h_d = 14\text{cm}$.

Contre les bruits impacts: $h_d = 16\text{cm}$

- **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

e_d : 7cm pour 1 heure de coupe de feu.

e_d : 11cm pour 2 heures de coupe de feu.

e_d : 17.5 pour 4 heures de coupe de feu

On prend comme épaisseur pour la dalle pleine : $e_d = 16\text{cm}$.

II.4.DESCENTE DE CHARGES :

II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :

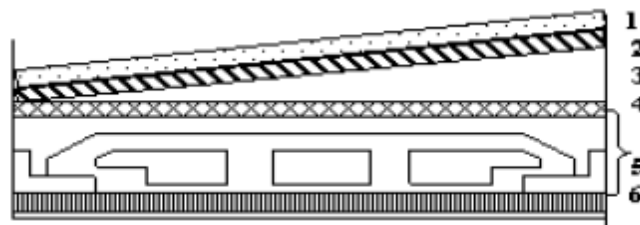


Figure II.4: Coupe plancher terrasse inaccessible.

Descentes des charges terrasse inaccessible :

Matériaux	P (Kn/m ³)	Ep (m)	G (kn/m ²)
1- Protection gravillon	20	0.04	0,8
2- Etanchéité multicouche (36s)	6	0.02	0,12
3- Forme de pente 1,1%	22	0.1	2,2
4- Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
5- Dalle en corps creux (16+4)	16+4	/	2,85
6- Enduit en plâtre	10	0.02	0,2

Tableau II.1 : Charges du plancher terrasse inaccessible.

- Charges permanentes $G_T=6.33 \text{ KN}/m^2$
- Charges d'exploitations $Q_T=1 \text{ KN}/m^2$

II.4.2. Plancher étage courant :

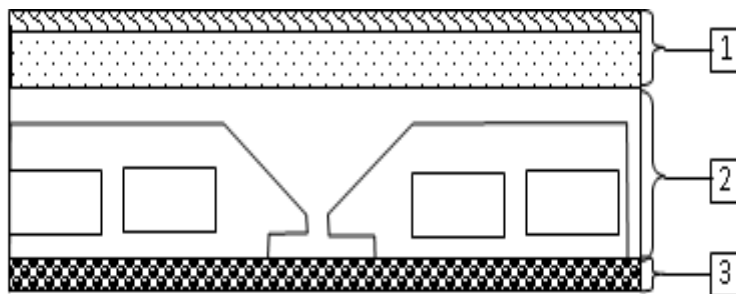


Figure II.5 : Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant

Descentes des charges étage courant :

Numéro	Désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids KN/m ²
01	Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
02	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
05	Cloisons légères	0.1	-	1.1

06	Plancher à corps creux	(0.16+0.04)	-	2.85
----	------------------------	-------------	---	------

Tableau II.2 : Charges du plancher étage courant.

Charges permanentes $G_{ec}=5.45\text{KN}/ m^2$

Charges d'exploitations $Q_{ec}=1.5\text{KN}/ m^2$

II.4.3. Dalle pleine :

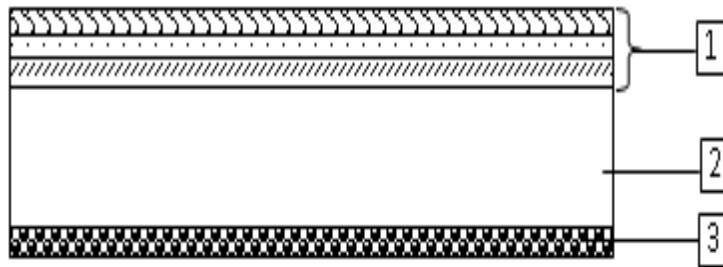


Figure II.6 : Section transversale d'un plancher à dalle pleine.

Descentes des charges RDC :

Matériaux	P(KN/m ³)	Ep(m)	G(KN/m ²)
1- Carrelage (ardoise)	27	0.02	0.54
2-Mortierdepose	20	0.02	0.40
3-Litdesable	18	0.02	0.36
4-Dalle pleine	25	0.16	4
5-Enduitenplâtre	10	0.02	0.2
6-Cloisons légères	-	0.1	1.10

Tableau II.3 : Charges du plancher RDC.

Charges permanentes $G=6.6\text{KN}/ m^2$

Charges d'exploitations $Q=2.5\text{KN}/ m^2$

II.4.4. Maçonnerie :

a) Mur extérieur :

Charges permanentes du mur extérieur :

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ³)
1- Enduit en plâtre	0.2	12	0.24
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
3- Lame d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	9	1.35
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40
G	2.89 KN/m ²		

Tableau II.4 : Charges du mur extérieur.

b) Mur intérieur :

Charges permanentes du mur intérieur :

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ m ³)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Brique creuse	10	9	0.90
3- Enduit intérieur	2	12	0.24
G	1,38 KN/m ²		

Tableau II.5 : Charges du mur intérieur.

Charges Etages	Destination	G KN/m ²	Q KN/m ²	ELU $q_u=1.35G+1.5Q$ [KN/m ²]	ELS $q_s=G+Q$ [KN/m ²]
Plancher Terrasse	Inaccessible	6.33	1.00	10.05	7.33
RDC	Commercial	5.45	1.50	9.61	6.95
1 ^{er} - 10 ^{eme} Etage	Habitation	5.45	1.50	9.61	6.95
Entre sol et sous sol	parking	6.60	2.5	12.66	9.1
Mur extérieur		2.89		3.9	2.89

Mur intérieur		1.38		1.82	1.38
------------------	--	------	--	------	------

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des charges et surcharges.

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux se sont des éléments porteurs, leurs fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramené par les poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le **RPA99 version 2003 et le BAEL99**.

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

Le pré-dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes:

- Condition de résistance
- Condition de stabilité
- Condition imposée par le R.P.A99v2003

➤ Critères de résistance :

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r : Section réduite du béton.

$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$ Poteau rectangulaire.

$B_r = \pi (D - 2)^2 / 4$ Poteau circulaire.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique).

A: Section des armatures longitudinale.

α : Coefficient qui dépend de l'élanement λ .

➤ **Application :**

$$\lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\beta = 1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$\text{Donc: } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,71$$

On a:

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

On prend : Zone IIa → $A_{min} = 0,8 \% Br \rightarrow A / Br = 0,008$. **RPA99 version 2003 (art .7.4.2.)**.

$$\sigma_s : \text{Contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b : \text{Resistance de calcul du beton: } \sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,16 \text{ MPa}$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1.2 \cdot N_u \cdot 10}{\left[\frac{14,16}{0.9} + 0.85\left(\frac{0,8}{100}\right) \cdot 348\right]} = 0.66299 N_u$$

Donc, $Br \geq 0.66299 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$.

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \text{ en [cm}^2\text{]} ;$$

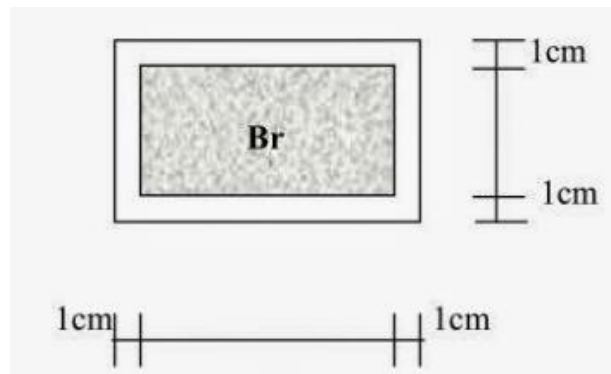


Figure II.7 : Section réduite du béton

Remarque :

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

II.5.2. Loi de dégression :

II.5.2.1. Application de la loi de dégression :

Soit Q_0 la surcharge appliquée sur la terrasse.

Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage numéro (i)

Les étages seront numérotés de haut en bas.

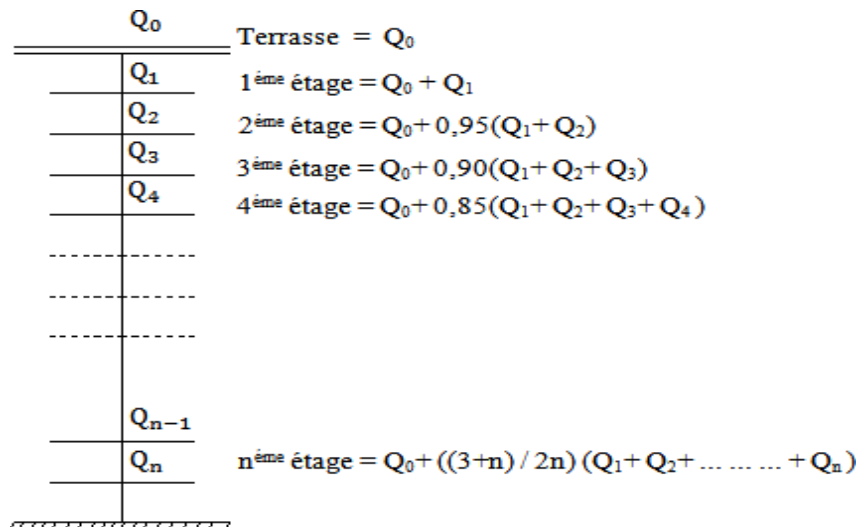


Figure II.8: Schéma des niveaux

Remarque :

Si ($i \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+i}{2i} Q_i$

i	Niveaux	Surcharges	Q (KN)
	Haut 10 ^{ème} étage	Q_0	1,000
1	Haut 9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
2	Haut 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,850
3	Haut 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,050
4	Haut 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + \dots + Q_4)$	6,100

5	Haut 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + \dots + Q_5)$	7,000
6	Haut 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6)$	7,750
7	Haut 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8,455
8	Haut 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8)$	9,280
9	Haut 1 ^{er} étage	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9)$	10,045
10	Haut RDC	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,750
11	Haut sous sol	$Q_0 + 0.64 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	12,2

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.

II.5.2.2. Distribution des charges

Niveau des planchers	Les charges et les surcharges non cumulée		Les charges et les surcharges cumulée	
	G (dan/m ²)	Q (dan/m ²)	G (dan/m ²)	Q (dan/m ²)
Haut 10 ^{ème} étage	633	100	633	100
Haut 9 ^{ème} étage	545	150	1178	250
Haut 8 ^{ème} étage	545	150	1723	385
Haut 7 ^{ème} étage	545	150	2268	505
Haut 6 ^{ème} étage	545	150	2813	610
Haut 5 ^{ème} étage	545	150	3358	700
Haut 4 ^{ème} étage	545	150	3903	775
Haut 3 ^{ème} étage	545	150	4448	845,5
Haut 2 ^{ème} étage	545	150	4993	928
Haut 1 ^{er} étage	545	150	5538	1004,5
Haut RDC	545	150	6083	1075
Haut sous-sol	660	250	6743	1220

Tableau II.8 : Distribution des charges.

a. Les conditions de la RPA99v 2003:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

$$\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$$

$$0.25 < a/b < 4$$

b. Critère de flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ (article B-8-4-1) BAEL 91.}$$

Avec :

λ : l'élanement mécanique d'une pièce comprimée.

l_f : Longueur de flambement d'où $l_f = 0.7l_0$.

l_0 : Hauteur libre de poteau.

i : rayon de giration de la section droite du béton seul. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: moment d'inertie $I = \frac{a.b^3}{12}$

Remarque :

Le pré dimensionnement des poteaux de la structure consiste à étudier le poteau le plus défavorable.

La section obtenue sera généralisée par les autres poteaux de même niveau.

II.5.3. Calculs de la section du poteau :

a) Détermination de la surface afférente:

P.P: Poutre principale

P.S: poutre secondaire

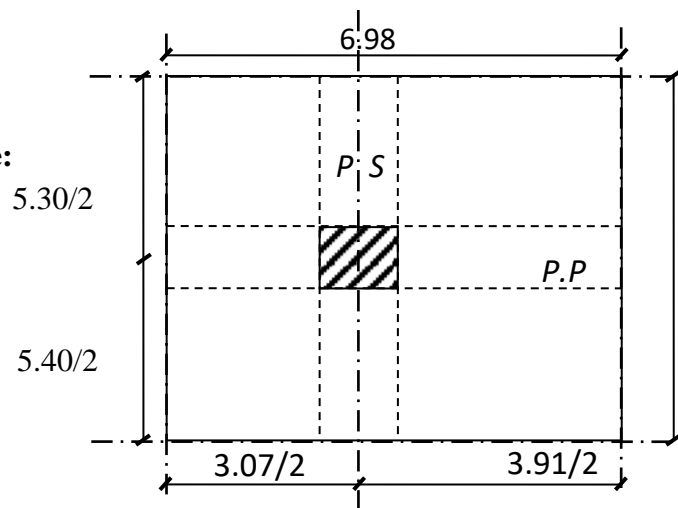


Figure II.8: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff-PS} = 3,18 \text{ m.}$

La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{aff-PP} = 4,95 \text{ m.}$

La section afférente de plancher : $S_{aff} = 15,69 \text{ m}^2$

II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 5^{ème} étage :

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

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) \times S_{aff.} = [(1,35 \times 33,58) + (1,5 \times 7)] \times 15,69 = 876,02 \text{ KN.}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{aff-pp} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,45 \times 0,30 \times 4,95 \times 6 = 135,32 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{aff-ps} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 3,18 \times 6 = 67,61 \text{ KN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps} = 1078,95 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_u = 1240,79 \text{ KN}$$

La section réduite du béton est :

$$B_r = 0.66299 \times N_u = 0.66299 \times 1240,79 = 822,63 \text{ cm}^2$$

II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 6^{ème} étage :

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

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) \times S_{\text{aff.}} = [(1,35 \times 28,13) + (1,5 \times 6,10)] \times 17.28 = 814,19 \text{ KN.}$$

$$N_{pp} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{aff-pp} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,45 \times 0,30 \times 3,90 \times 5 = 88,85 \text{ KN}$$

$$N_{ps} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{aff-ps} \times n = 1,35 \times 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 4,43 \times 5 = 78,49 \text{ KN}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{pp} + N_{ps} = 981,53 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_u = 1128,76 \text{ KN}$$

La section réduite du béton est :

$$B_r = 0.66299 \times N_u = 0.66299 \times 1128,76 = 748,35 \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 490.3 \text{ cm}^2.$$

On suppose que la section du poteau est carrée:

$$a=b \geq \sqrt{B_r+2} \rightarrow a=b \geq \sqrt{748.35+2} \rightarrow a=b \geq 29.35 \text{ cm.}$$

Donc on choisit (40×40) cm² la section du poteau au dernier niveau et on fait la vérification.

Calcul des sections des poteaux :

Hauteur d'Etage	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu Long (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Br	a (cm)	a (cm) Choisi
3,06	Haut du 10eme	6,33	1,00	28,17	14,94	-	-	167,74	210,85	139,79	13,82	40,00
3,06	haut du 9eme	11,78	2,50	56,34	29,89	0,66	-	328,17	415,05	275,18	18,59	40,00
3,06	Haut du 8eme	17,23	3,00	84,51	44,83	17,18	-	463,54	610,07	404,47	22,11	40,00
3,06	Haut du 7eme	22,68	5,05	112,68	59,77	33,71	-	637,75	843,91	559,50	25,65	45,00
3,06	Haut du 6eme	28,13	6,10	140,85	74,71	54,62	-	786,90	1 057,09	700,84	28,47	45,00
3,06	Haut du 5eme	33,58	7,00	169,02	89,66	75,54	-	932,30	1 266,51	839,68	30,98	45,00
3,06	Haut du 4eme	39,03	7,75	197,19	104,60	96,45	-	1045,85	398,24	264,03	18,25	50,00
3,06	Haut du 3eme	44,48	8,46	225,36	119,54	122,27	-	1 214,45	1 681,62	1 114,90	35,39	50,00
3,06	Haut du 2eme	49,93	9,28	253,53	134,49	148,09	-	1 357,97	1 894,07	1 255,75	37,44	50,00
3,06	Haut du 1er	55,38	10,05	281,70	149,43	173,90	-	1 500,11	2 105,15	1 395,69	39,36	55,00
4,08	Haut du RDC	60,83	10,75	309,87	164,37	215,56	-	1 640,50	2 330,30	1 544,97	41,31	55,00
3,40	Haut du sol	67,43	12,20	338,04	179,31	250,27	-	1 825,60	2 593,23	1 719,28	43,46	55,00

Tableau II.9 : Calculs des poteau

Niveaux	Poteaux cm ²	Min (a, b) ≥ 25cm		Min (a, b) ≥ he/20		0.25 < a / b < 4	
		Min	≥ 25	he/20	vérifie	a / b	vérifie
Du 8eme au 10eme étage	40x40	40	CV	15.3	CV	1	CV
Du 5eme au 7eme étage	45x45	45	CV	15.3	CV	1	CV
Du 2eme au 4eme étage	50x50	50	CV	15.3	CV	1	CV
Du sous-sol au 1ere étage	55x55	55	CV	20.4	CV	1	CV

Tableau II.10 : Vérification des conditions de la RPA99v2003.

II.6.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré - dimensionnement des murs en béton arme justifies par l'article 7.7.1 du

RPA99(version2003) qui servent d'une part a contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux(séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

_ Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.

_ Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99version 2003 article7.7.1**,les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$)sont considères comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage.

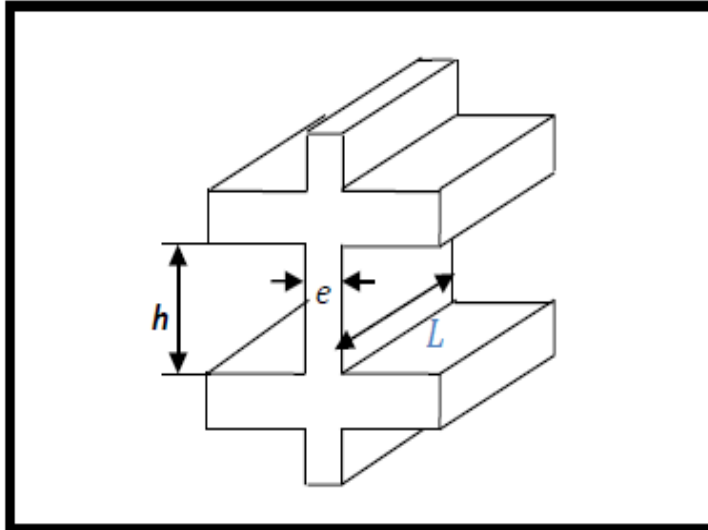


Figure II.: Voile en élévation.

D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version 2003, L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions :

$$l \geq 4 \times a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$$

Avec l : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

$a_{\min} \geq 15$ cm Avec :

Condition de rigidité aux extrémités.

II.6.1. Voiles de contreventement :

Pour notre structure :

$$\begin{cases} h = 306 \text{ cm} \\ h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \\ h_d = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle.

$$\begin{cases} a \leq \frac{l}{4} = \frac{516}{4} = 129 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \end{cases}$$

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

II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\min} = 15 \text{ cm.} \\ a \geq \frac{he}{25} = \frac{324}{25} = 12,96 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

$he = 340 - 16 = 324 \text{ cm}$ (hauteur libre du sous-sol)

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

Chapitre III

Etude des

Planchers

III.1. Introduction

Un plancher est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. Il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment (murs, poteaux).

La structure étudiée distingue deux types de planchers qui sont : Plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

III.2. Plancher dalle à corps creux

c'est un plancher en béton préfabriqué, constitué de trois éléments : : une structure porteuse, des hourdis et une dalle de compression.

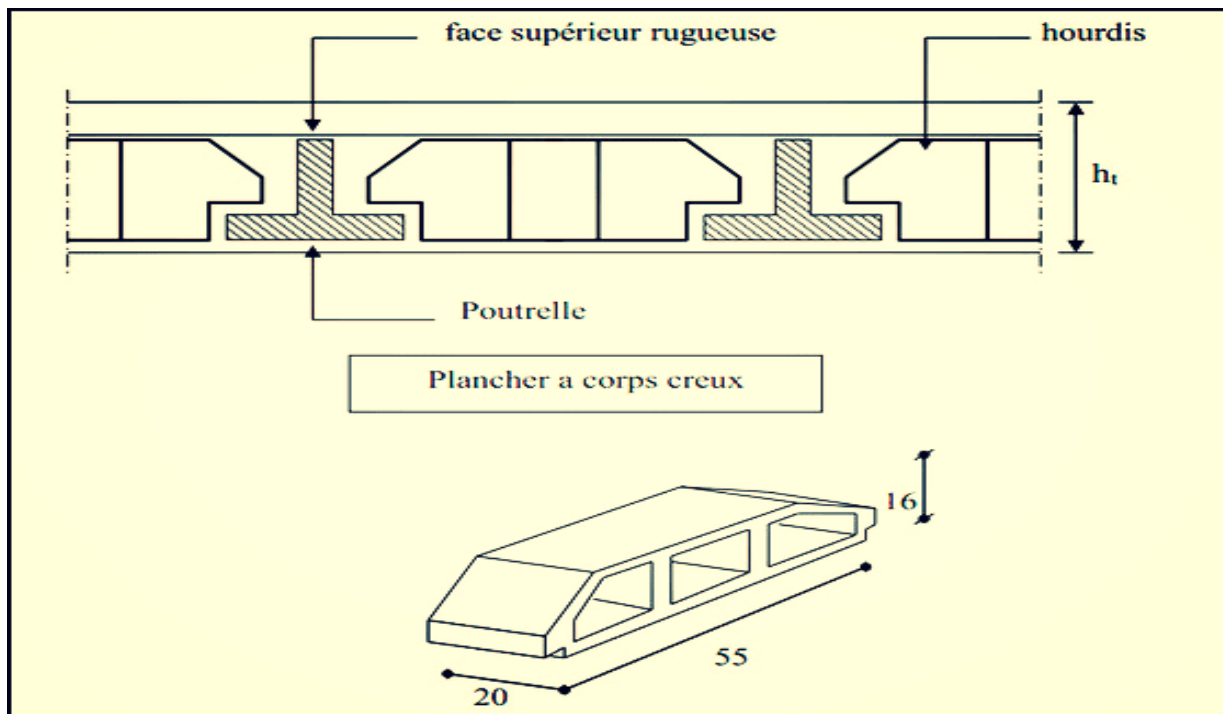


Figure III.1 : Plancher d'étage à corps creux.

III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

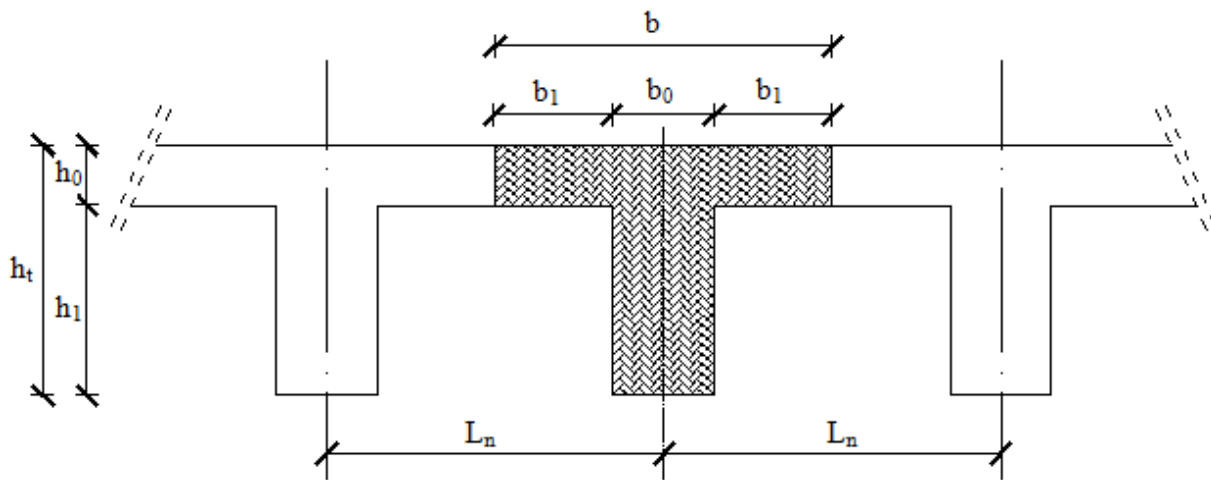


Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.

III.2.2.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures $A_{//}$

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h_0 \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 4 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$)

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 500 \text{ cm}$)

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

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

Donc :

$$b_1 \leq \min (24 ; 50 ; 28) = 24 \text{ cm.}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

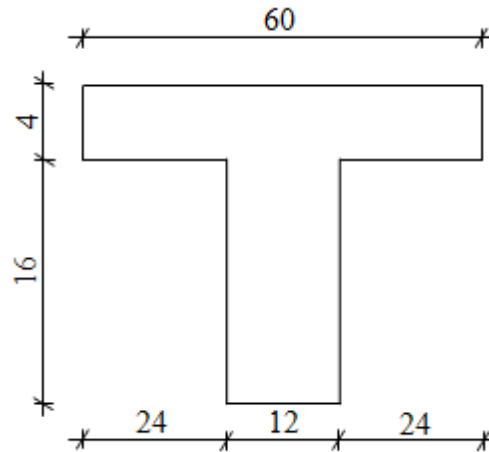


Figure III.3 : Section de calcul.

- **Ferraillage de la dalle de compression:**

Le ferraillage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm \rightarrow (5 barres/m) \rightarrow Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note A;

33 cm \rightarrow (3 barres/m) \rightarrow Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note A'//.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- $L_n \leq 50\text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$
- $50 \leq L_n \leq 80\text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$

- **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :**

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \xrightarrow{\text{alors}} 50 \text{ cm} \leq L_n = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} \rightarrow A_{//} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : TSΦ6 (200×200) mm²

III.2.2.2. Etude des poutrelles :

➤ *Evaluation des charges :*

1. Combinaisons fondamentales :

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times b$$

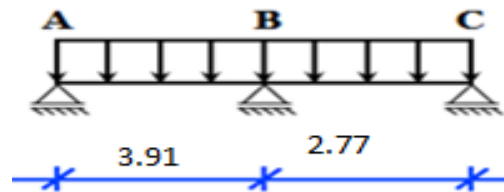
Type de plancher	b (m)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	qu (daN/m ²)	qs (daN/m ²)
Terrasse	0,6	633	100	602,73	439,8
1 ^{er} au 10 ^{ème} étages	0,6	545	150	576,45	417

Tableau III.1 : Évaluation des charges.

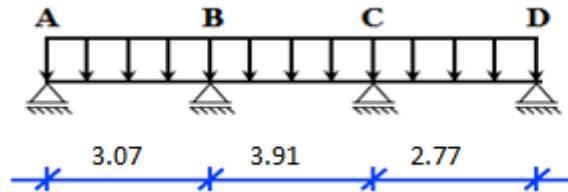
1. Type des poutrelles :

On distingue les types de poutrelles suivants :

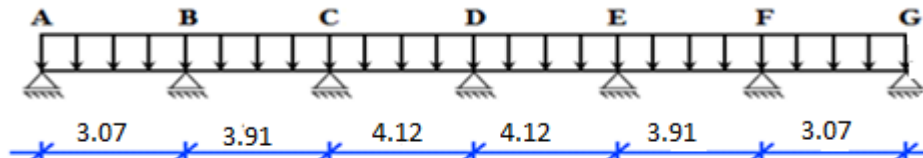
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs :

La méthode de calcul est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [B.A.E.L 91] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une ces trois méthodes qui sont les suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- ❖ Méthode de Caquot minorée : les planchers à charge d'exploitation relativement élevée.

III.2.3.1. Méthode forfaitaire :

a) Condition d'application :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$.
- Les portées successives : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

b) Principe de la méthode :

M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée (poutre simplement appuyée) et qui est soumise aux mêmes charges.

c) Les moments :

• **Moment au niveau des appuis intermédiaires (M_a) :**

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

- $M_a = -0,6M_0$ Dans la poutrelle à deux travées.
- $M_a = -0,5M_0$ Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.
- $M_a = -0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

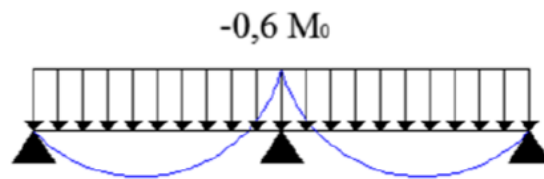


Figure III.4 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

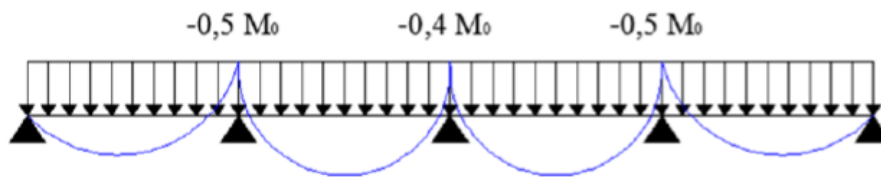


Figure III.5 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 4 travées.

• **Moment en appuis de rive :**

- $M_{ar} = 0$ → Pour appuis simples ;
- $M_{ar} = -0,2$ → M_0 pour un encastrement partiel
- $M_{ar} = -0,4$ → M_0 pour un encastrement.

• **Moments en travées (M_t):**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha); 1,05] \times M_0$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \rightarrow \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

Et on prend le max entre M_{t2} et M_{t2} avec :

- M_g moment au niveau d'appuis gauche.

- M_d moment au niveau d'appui droit.

- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Degré de surcharge.

d) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

- ✓ Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max[2G; 500]$ en (daN/m²)
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- ✓ Les portés successifs vérifient : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

Vérification des conditions pour le 1^{er} type de poutrelle :

a) $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ Pour plancher terrasse $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1266 \text{ daN/m}^2$

$Q = 150 \text{ daN/m}^2$ Pour étage courant $\rightarrow Q = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1090 \text{ daN/m}^2$

- b) La fissuration est peu préjudiciable.
- c) Les moments d'inerties sont constants.
- d) $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2,77}{3,91} = 0,70 < 1,25 \rightarrow$ condition vérifiée

❖ **Etude du 1^{er} type calculé par la méthode forfaitaire étage courant :**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées ; donc on utilise la méthode forfaitaire.

	Travée1	Travée2
Portée (m)	3,91	2,77
G : permanentes (kg/m)	545	
Q : exploitation (kg/m)	150	

Tableau III.2 : Données de la travée.

1. Application de la méthode forfaitaire :

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

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 545 + 1,5 \times 150) \times 0,6 = 576,45 \text{ daN/ml}$

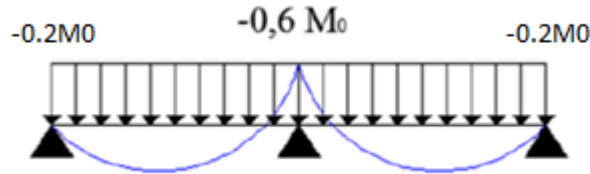
$q_u = 576,45 \text{ daN/ml}$

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

$q_{ser} = (G + Q) \times b = (545 + 150) \times 0,6 = 417 \text{ daN/ml}$

$q_{ser} = 417 \text{ daN/ml}$

Moment en appui :



$M_T = (0,6 + 0,15\alpha) \times M_0$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	1101,60	552,88	
Ma (appui)	-220,32	-660,96	-110,58
Mt (travée) en kg.m	696,63	349,63	
α (travée)	0,216	0,216	
Mt+(Mw+Me)/2	1137,27	735,40	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	1172,93	588,68	
Condition (Ligne15>Ligne16)	NonVérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	732,29	349,63	

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)			
M(iso) travée ELS (Ps)	796,8922125	399,9499125	
k(travée)	0,829	0,829	
Ma(appui)	-159,38	-478,14	-79,99
Mt(travée) en kg.m	839,89	421,53	
Mt+(Mw+Me)/2	1158,65	700,59	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	848,49	425,85	
Condition	Vérifiée	Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	839,89	421,53	

Tableau III.3 : Calcul des moments fléchissant a l'E.L.U et l'E.L.S

➤ Efforts tranchants (à l'ELU) :

$T_g = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} = \frac{576,45 \times 3,91}{2} + \frac{220,32 - 661}{3,91} = 1014,25(\text{daN})$

$$T_d = -\frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} = -\frac{576,45 \times 3,91}{2} + \frac{220,32 - 661}{3,91} = -1239,65(\text{daN})$$

	Travée A-B	Travée B-C
La Longueur ×	3,91	3,07
T _g [daN]	1014,25	997,09
T _d [daN]	-1239,65	-599,67

Tableau III.4 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

Diagramme des moments fléchissant :

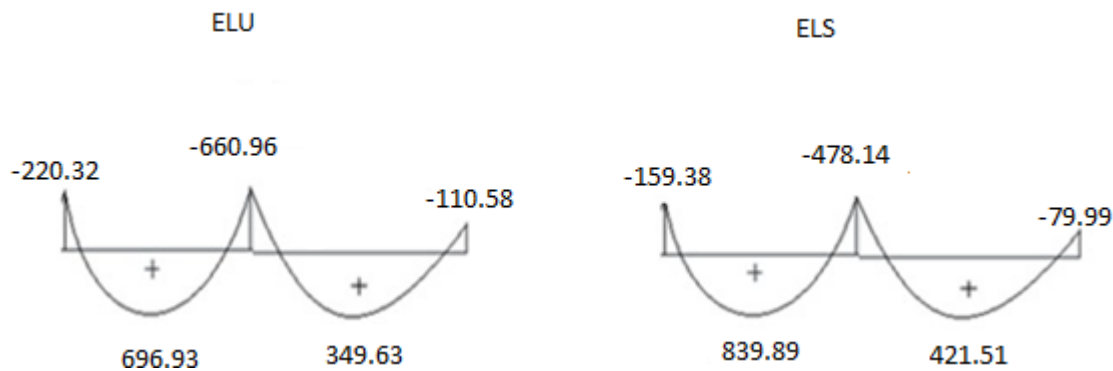


Figure III.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.

Diagramme des efforts tranchants :

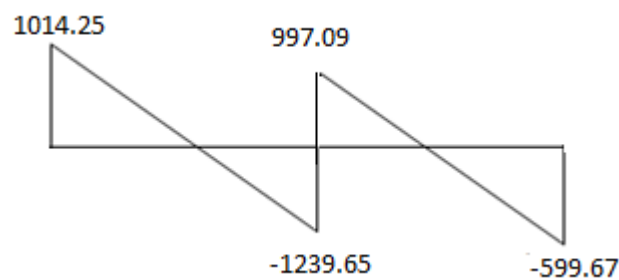


Figure III.7: Diagramme des efforts tranchants du 1^{er} type de poutrelle.

Résultant :

Appui	1	2	3
ELU (daN.m)	-220.32	-660.96	-110.58

ELS (daN.m)	-159.38	-478.14	-79.99
-------------	---------	---------	--------

Résultant :

Travées	1	2
ELU (daN.m)	696.93	349.63
ELS (daN.m)	839.89	42151

Vérification des conditions :

a) $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ Pour plancher terrasse $\rightarrow Q = 100 \text{ daN/m}^2 < 2G = 1266 \text{ daN/m}^2$

$Q = 150 \text{ daN/m}^2$ Pour étage courant $\rightarrow Q = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1090 \text{ daN/m}^2$

b) La fissuration est peu préjudiciable.

c) Les moments d'inerties sont constants.

d) $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,91}{3,07} = 1,27 > 1,25 \rightarrow$ condition non vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas appliquée car la condition (d) n'est pas vérifiée ; donc tous les types des poutrelles seront étudiés par la méthode de Caquot minoré sauf le 1^{er} type qui a été vérifié et sera calculé par la méthode forfaitaire.

III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée :

a) Domaine d'application :

La méthode de Caquot est appliquée dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, il faudra alors diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3.

b) Principe de la méthode :

L'avantage de la méthode de Caquot est de libérer les résolutions du système d'équations linéaires, en outre, cette hypothèse simplifie les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique

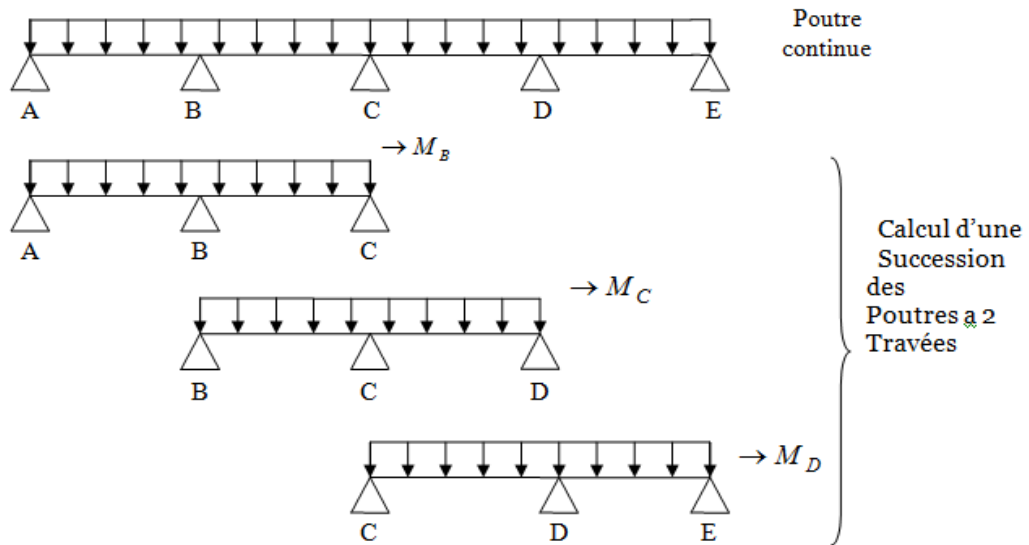


Figure III.8 : Représentation de la méthode de Caquot.

c) Moments en travées :

• Moment en appuis intermédiaire :

$$M_i = - \frac{qwl'w^3 + qel'e^3}{8.5 (l'w + l'e)}$$

- $l' = 1$: pour une travée de rive
- $l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire
- l_w et l_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui
- l : la portée réelle de la travée.

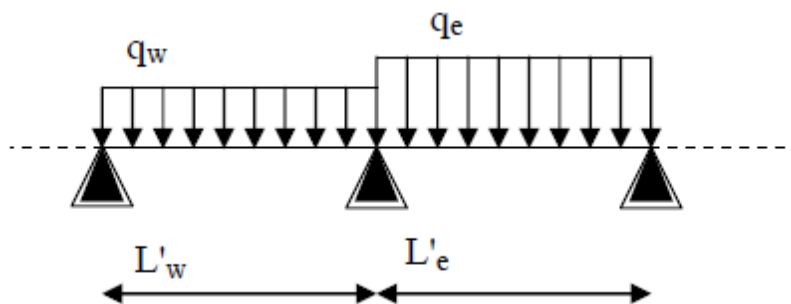


Figure III.9 : Poutre continue.

• Moments en travées :

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

Avec :

- $M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique).
- M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;
- x : abscisse varie de 0 à l ;

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2}(1-x)$$

- Effort tranchants :

$$T_w = q \frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = q \frac{1}{2} - \frac{M_w - M_e}{l}$$

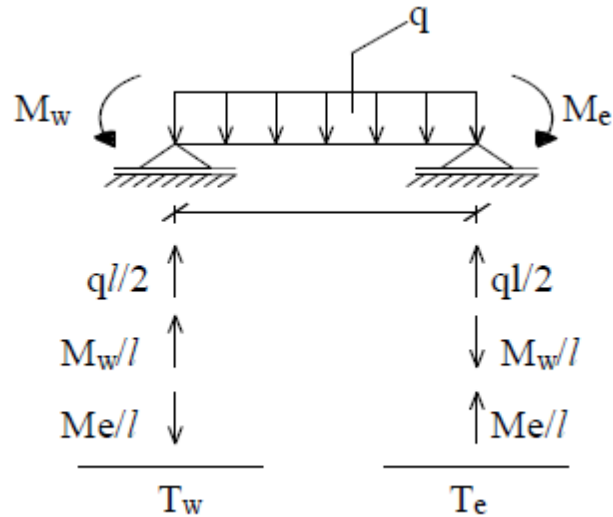


Figure III.10 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre.

III.2.4. Calcul des poutrelles :

- Caractéristiques des planchers :

Plancher	Fissuration	f_c [MPa]	f_{c28} [MPa]	Enrobage c [cm]	b [m]	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0,6	633	100
Étage courant	Peu préjudiciable					545	150

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

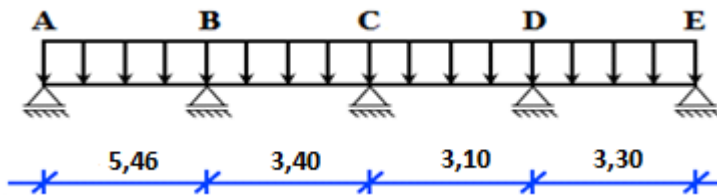
- Combinaison d'action :

	Formule	Valeur des formules	
		Terrasse	Étage courant
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	602,73	576,45
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) \times b$	439,8	417

Tableau III.6 : Tableau de combinaison d'actions.

❖ Etude du 2^{ème} type calculé par la méthode de Caquot minoré (étage courant):

Schéma statique:



On a:

$$G = 545 \text{ daN/m}^2 \quad Q = 150 \text{ daN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = 576,45 \text{ daN/ml}$$

$$q_u' = [1,35(2G/3) + 1,5Q] \times b = 429,3 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times b = 417 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ser}' = [(2G/3) + Q] \times b = 308 \text{ daN/m}$$

I) Moment fléchissant :

1) En appui :

Longueur réduite :

$$l'_i = 0,8 \times l_i$$

L'_1 [m]	L'_2 [m]	L'_3 [m]
2,46	3,13	2,22

Tableau III.7 : Tableau de longueur réduite.

$$\text{Moments fléchissant : } M_i = -\frac{q'(l_w^3 + l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]
ELU	-304,648	-410,812	-392,097	-248,017
ELS	-218,569	-294,736	281,309	-177,939

Tableau III.8: Tableau des moments fléchissant en appuis du 2^{ème} type de poutrelle.

2) En travée :

➤ Calcul d'abscisse du M_T maximum X_0 :

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A- B	Travée B- C	Travée C- D
ELU [m]	1,48	1,96	1,48
ELS [m]	1,48	1,96	1,47

Tableau III.9 : Tableau d'abscisse du moment en travée.

➤ Calcul du moment fléchissant en travée :

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

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}
ELU [daN.m]	322,430	700,168	235,170
ELS [daN.m]	235,358	508,884	171,996

Tableau III.10: Tableau des moments fléchissant en travée du 2^{ème} type de poutrelle.

I) Efforts tranchants à l'ELU :

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

	Travée A- B	Travée B- C	Travée C- D
La Longueur x	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche T_g [daN]	850,270	1131,756	850,398
La Longueur x	3,07	3,91	2,77
L'effort tranchant à l'appui gauche T_d [daN]	-919,432	-1122,173	-746,369

Tableau III.11 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- Diagramme des moments fléchissant :

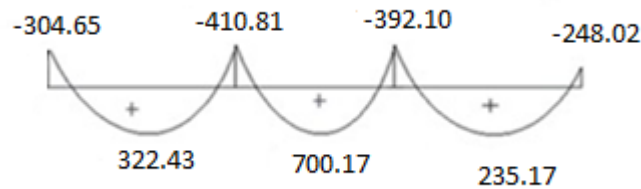


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 2^{ème} type de poutrelle.

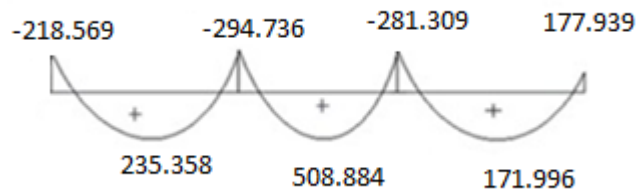


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2^{ème} type de poutrelle.

Diagramme d'effort tranchant :

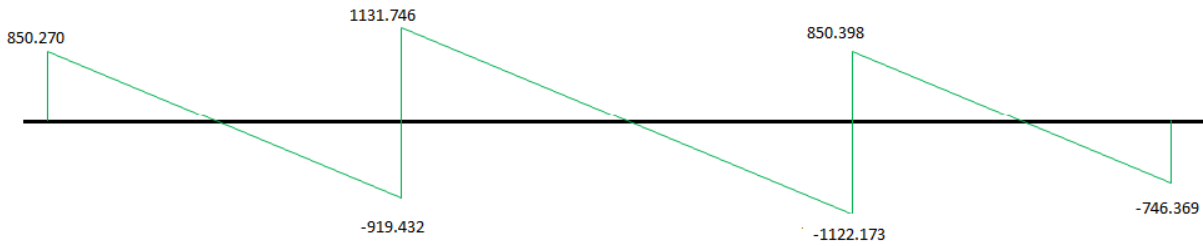


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2^{ème} type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Du 1 ^{er} étage au 10 ^{ème} étage	Type 1	forfaitaire	1101,60	478,14	727,34	839,89	1239,66
	Type 2	Caquot minoré	367,75	266,02	700,16	700,16	1131,74
	Type 3	Caquot minoré	548,67	393,64	687,74	687,74	1098,488
Terrasse	Type 1	forfaitaire	691,09	504,27	714,67	768,23	1142,88
	Type 2	Caquot minoré	551,89	400,29	748,03	547,59	1183,15
	Type 3	Caquot minoré	609,41	438,63	740,36	500,691	1248,104

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

	ELU	ELS
M_{appui} max[daN.m]	691,09	-1012,36
M_{travée} max[daN.m]	748,03	748,69
T_{max}[daN]	1248,104	

III.2.4.1.Calcul du ferrailage :

1. Calcul des armatures longitudinales :

a- En travées :

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

$$M_t^u = 748,03 \text{ dan.m} = 7480,3 \text{ N.m}$$

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

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

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54412,8 \text{ N.m}$$

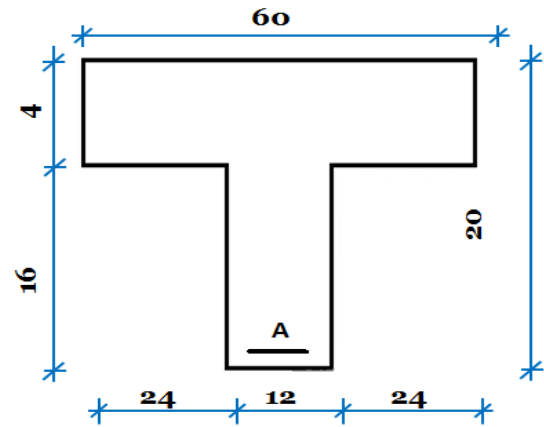


Figure III.14 : Section de calcul.

$$M_t^u = 7480,3 \text{ N.m} \leq M_{table} = 54412,8 \text{ N.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7480,3}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0675$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7480,3}{348 \times 0,973 \times 18} = 1,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 1,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :**

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

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

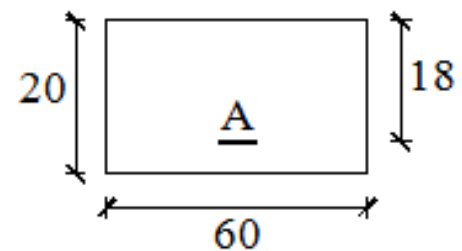


Figure III.15 : Section de calcul en travée

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

$$M_t^{ser}_{max} = 748,69 \text{ daN.m} = 7486,9 \text{ N.m}$$

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_t^{ser}_{max} = 7486,9 \text{ N.m} \leq M_{table} = 54412,8 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7486,9}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0675$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7486,9}{348 \times 0,973 \times 18} = 1,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 1,22 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :**

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

$$\text{➤ } A_t^t = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^t = 1,22 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

b- En appuis :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u_{max} = 691,09 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u_{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6910,9}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,125$$

$$\mu = 0,125 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$\Rightarrow \hat{A}$ n'existe pas et ;

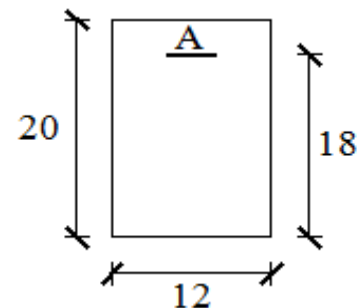
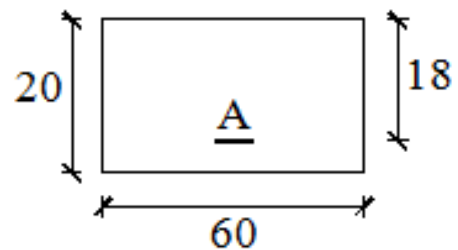


Figure III.16 : Section de calcul en appuis.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,114$$

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u \max}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6910,9}{348 \times 0,992 \times 18}$$

$$A_{cal} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :**

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

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1,13 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

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

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

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

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$$M_a^{\text{ser}} \max = -1012,36 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10123,6}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,18$$

$$\mu = 0,18 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

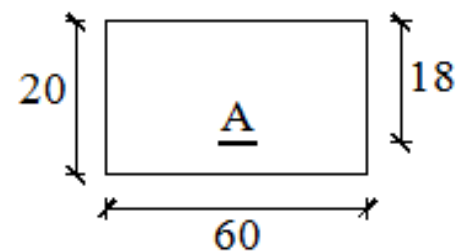
Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,17$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,93$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10123,6}{348 \times 0,93 \times 18} = 1,73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 1,73 \text{ cm}^2$$



➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :**

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

$$\text{➤ } A_a^t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^t = 1,73 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T12 \longrightarrow 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 1248,10 \text{ dAN} = 12481 \text{ N}$$

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.

$$T_u^{\max} = 12481 \text{ N}$$

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

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

Avec :

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

$$T_u^{\max} = 12481 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 3,39 \geq \frac{1,15}{400} \left[12481 + \frac{-6910,9}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A. 5. 1, 211].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12481}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,57 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau = 0,57 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

➤ **Diamètre des armatures transversales [BAEL91/A.7.2,9] :**

a. Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

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

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

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

a. Espacement des armatures transversales :

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm} \quad (\text{A.12.3.6 Pratique BAEL91})$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} \quad (\text{12.3.4 Pratique BAEL91})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{A.5.1, 23 BAELmod. 99})$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm} \quad (\text{A.12.3.6 Pratique BAEL91})$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} \quad (\text{12.3.4 Pratique BAEL91})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{A.5.1, 23 BAELmod. 99})$$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 47 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

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

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

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

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

L : la portée de la travée entre nus d'appui.

h : la hauteur totale de la section droite.

M_t^s : moment maximal en travée à l'E.L.S.

M_a^s : moment maximal en appuis à l'E.L.S.

A : section des armatures tendues à l'E.L.S

➤ **Vérification des conditions :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{277} \geq \frac{1}{16} = 0,072 > 0,625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{20}{277} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{748,69}{1012,36} \right) \Rightarrow 0,072 > 0,073 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,016 > 0,0105 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

➤ **Conclusion :**

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.4.2. Calcul de la flèche :

$$\Delta f_i (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

➤ **Calcul des charges :**

G : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 633 \times 1,00 = 633 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = 633 \times 1,00 = 633 \text{ daN/ml}$$

P : charge total ($G+Q$).

$$P = (633 + 100) \times 1,00 = 733 \text{ daN/m}$$

Pour $b = 0,6\text{m}$:

$$G = j = 633 \times 0,6 = 3798 \text{ N/ml}$$

$$P = 733 \times 0,6 = 4398 \text{ N/m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M^g = M^I = \frac{M^g}{A \cdot \beta^1 \cdot d} = 0,8 \times \frac{3798 \times 3,07^2}{8} = 3579,57 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,8 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{4398 \times 3,07^2}{8} = 4145,07 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

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

1. Calcul du moment d'inertie (I_0):

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(60-12) \cdot 4.2 + 12.20.10 + 15.3.39.18}{4.48 + 12.20 + 15.3.39} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,66 = 12,34 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des moments d'inertie :**

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

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,66^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,66 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,34^3}{3} + 15 \cdot 3,39(18 - 7,66)^2$$

$$I_0 = 21157,64 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_s = \frac{M^{SER_I}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 1,569 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma^g = \sigma^J = \frac{M^g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3579,57}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 70,09 \text{ MPA}$$

$$\sigma^p = \frac{M^p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4145,07}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 81,16 \text{ MPA}$$

➤ **Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :**

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

$$\mu^g = \mu^J = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01569 \times 70,09 + 2,1} = 0,44$$

$$\mu^p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01569 \times 81,16 + 2,1} = 0,48$$

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

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

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 1,03$$

$$I^{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu^g} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 1,03 \times 0,44} = 16050,62 \text{ cm}^4$$

$$I^{ggi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu^g} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 2,57 \times 0,44} = 10926,48 \text{ cm}^4$$

$$I^{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 2,57 \times 0,48} = 10436,5 \text{ cm}^4$$

2. Calcul de la flèche (totale et admissible):

$$f^{gv} = \frac{M^g \cdot l^2}{10E_v \cdot I^{fgv}} = \frac{3579,57 \times 307^2}{10 \times 10818,86 \times 16050,62} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f^{gi} = \frac{M^g \cdot l^2}{10E_i \cdot I^{ggi}} = \frac{3579,57 \times 307^2}{10 \times 32164,19 \times 10926,48} = 0,09 \text{ cm}$$

$$f^{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_i \cdot I^{fpi}} = \frac{4145,07 \times 307^2}{10 \times 32164,19 \times 10436,5} = 0,11 \text{ cm}$$

➤ La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,19 - 0,09) + (0,11 - 0,09) = 0,12 \text{ cm}$$

➤ La flèche admissible :

$$3,07 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t\max} = \frac{l}{500} = \frac{307}{500} = 0,61 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t < \Delta f_{t\max} \Rightarrow 0,12 \text{ cm} < 0,61 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.2.1.ferraillage de dalle corps creux :

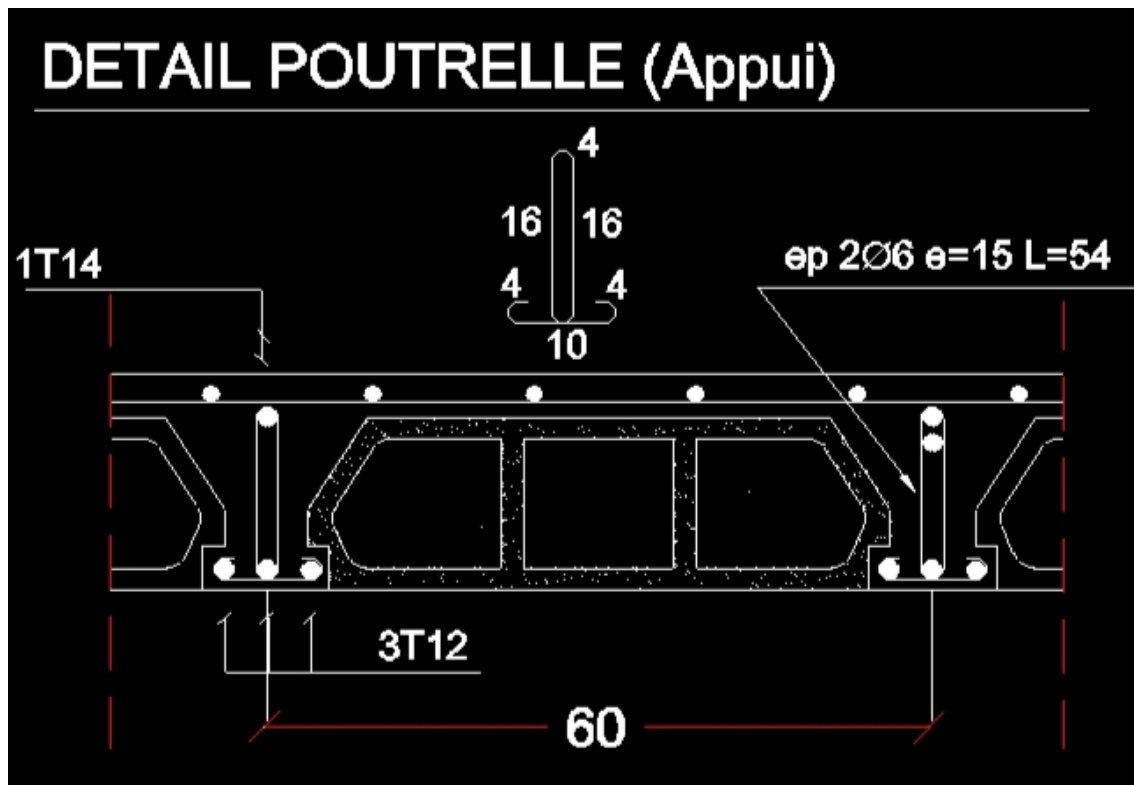


Figure III.17 : dessin de ferraillage de dalle corps creux

III.3. Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont

($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

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

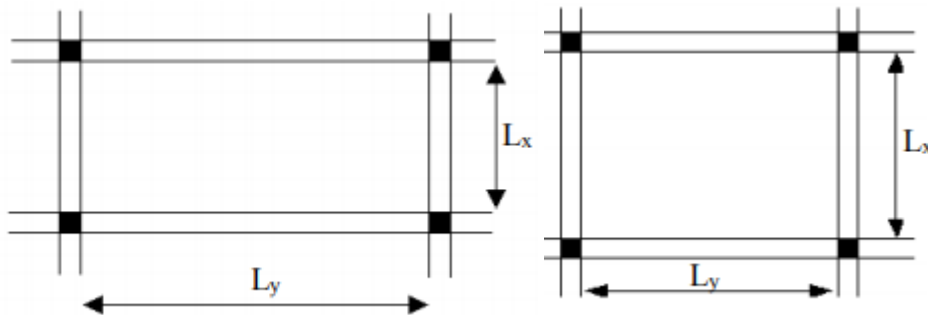


Figure III.18: Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

III.3.1. Méthode de calcul :

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

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (**voir chap. II**), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe du calcul est basé sur :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés
- Considérons 2 bandes :
 - ✓ Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m ;
 - ✓ Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m.
- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à l'ELS

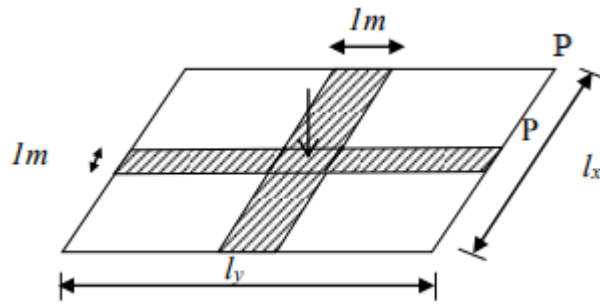


Figure III.19 : Hypothese de calcul.

➤ **Constatations :**

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

➤ **Diamètre des armatures :**

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

D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } : h_d = 16 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

La fissuration est considéré comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C_x = a + \frac{\Phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2} \Rightarrow C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

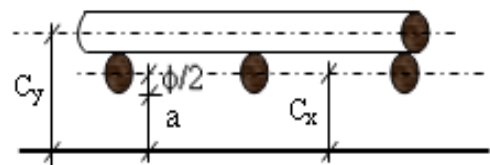


Figure III.20: Enrobage.

➤ **Hauteurs utiles :**

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

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

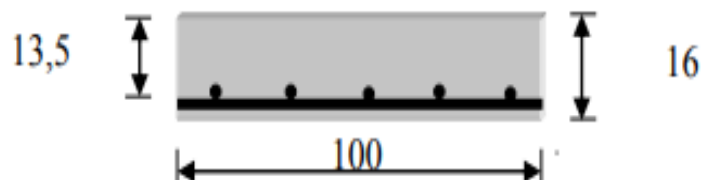


Figure III.21: Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ *Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :*

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

Etat	Charges daN/m ²	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
ELU	G=660	qu = 1,35G + 1,5Q	1266 daN/m ²	1266 daN/m ²
ELS	Q= 250	qser = G + Q	910 daN/m ²	910 daN/m ²

Tableau III.13 : Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC

➤ *Calcul des sollicitations :*

Etat limite ultime: $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

Etat limite de service: $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

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

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 :*

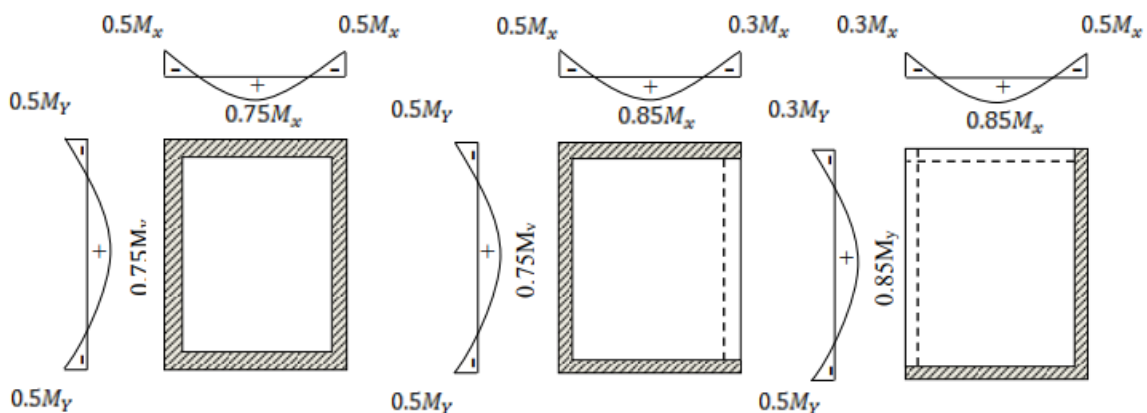


Figure III.22 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

III.3.2. Calcul des sollicitations :

$L_x=361\text{cm}$

$L_y=500\text{cm}$

➤ *Calcul des sollicitations :*

$G=660\text{ daN/m}^2.$

$Q=250\text{ daN/m}^2.$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{361}{500} = 0,7 \rightarrow$ Donc la dalle travaille suivant deux sens.

E.L.U:

E.L.S:

$q_u=1266\text{ daN/m}$

$q_{ser}=910\text{ daN/m}$

$\mu_x = 0,0576.$

$\mu_x = 0,0642.$

$\mu_y = 0,5770.$

$\mu_y = 0,6960$

En sens x-x:

M0	ELU	$M_x^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1266 \times 0,0683 \times 3,91^2 = 1321,92\text{ daN/m}$
	ELS	$M_x^s = \mu_x \times \overline{q_{ser}} \times l_x^2 = 910 \times 0,0743 \times 3,91^2 = 1033,67\text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_x^u = 919,44\text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_x^s = 775,25\text{ daN/m}$
En appuis :	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 660,96\text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_x^s = 516,83\text{ daN/m}$
	ELU(Droite)	$M_a^u = 0,5 M_x^u = 660,96\text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5 M_x^s = 516,83\text{ daN/m}$

En sens x-x :

M0	ELU	$M_y^u = \mu_y \times M_x = 1321,92 \times 0,436 = 576,36 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_y^u = \mu_y \times M_{ser} = 0,585 \times 1033,67 = 604,69 \text{ daN/m}$
En travée	ELU	$M_t^u = 0,75 M_y^u = 432,27 \text{ daN/m}$
	ELS	$M_t^s = 0,75 M_y^s = 453,51 \text{ daN/m}$
En appuis	ELU(Gauche)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 288,18 \text{ daN/m}$
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5 M_y^s = 302,34 \text{ daN/m}$
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,5 M_y^u = 288,18 \text{ daN/m}$
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5 M_y^s = 302,34 \text{ daN/m}$

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage de la dalle pleine, on prend le cas le plus défavorable. C'est-à-dire le plus grand panneau.

III.3.3. Calcul du ferrailage:**Sens x-x :****1. En travée :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 530,47 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9914,7}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9147,4}{348 \times 0,96 \times 14,5} = 1,88 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion:**

$$A_{\text{tx}} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max (1,88; 1,28) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3h_d; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

➤ **Choix des Armatures:**

$$5\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S):

$$M_{\text{tx}}^s = 775,25 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour $\sigma_s (\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s)$

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{\text{t}}^u}{M_{\text{s}}} = \frac{9914,4}{7752,5} = 1,28$$

$$\frac{1,28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 > \alpha = 0,077 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

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

2. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ap} = 660,96 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6609,6}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,022$$

 $\mu = 0,022 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,055$$

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

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6609,6}{348 \times 0,97 \times 18} = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures:**

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ap}^s = 516,83 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_{as}} = \frac{6609,6}{5168,3} = 1,28$$

$$\frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 > \alpha = 0,055 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

Sens Y-Y :

1. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 432,27 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4322,7}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,035$$

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

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4322,7}{348 \times 0,981 \times 13,5} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

JYJU

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

➤ **Choix des Armatures:**

$$5T10/ml \rightarrow A = 3,99 \text{ cm}^2/ml$$

(T10 → e = 20 cm)

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

$$M_{ty}^s = 453,51 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{4322,7}{4535,1} = 0,95$$

$$\frac{0,95-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,225 > \alpha = 0,035 \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ay}^u = 288,18 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2881,8}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,011$$

$\mu = 0,011 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,024$$

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

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2881,8}{348 \times 0,99 \times 13,5} = 1,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [CBA91/A4 .2.1]:**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Choix des Armatures:**

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

✓ **Etat limite de service (E.L.S):**

$$M_{ay}^s = 302,34 \text{ daN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_{as}} = \frac{2881,8}{3023,4} = 0,95$$

$$\frac{0,95 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,225 > \alpha = 0,024$$

➤ **Conclusion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

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

III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ **Détermination de l'effort tranchant :** $T_{\max} = \max(T_x; T_y)$

$$T_x = \frac{\bar{q}_u \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{1266 \times 3,61}{2} \times \frac{5^4}{5^4 + 3,61^4} = 1796,11 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{\bar{q}_u \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{1266 \times 5}{2} \times \frac{3,61^4}{5^4 + 3,61^4} = 676,28 \text{ daN/ml}$$

Donc : $T_{U \max} = 1796,11 \text{ daN/ml}$

➤ **Calcul de τ_u :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{1796,11}{100 \times 14,5 \times 100} = 0,012 \text{ MPA}$$

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

$0,012 \text{ MPA} < 1,25 \text{ MPA}$ donc il n'y a pas de bétonnage et Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5. Vérification de la flèche:

(Pour le panneau le plus défavorable)

- **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

$$- \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x}$$

$$- \rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ (fe en MPa)}$$

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

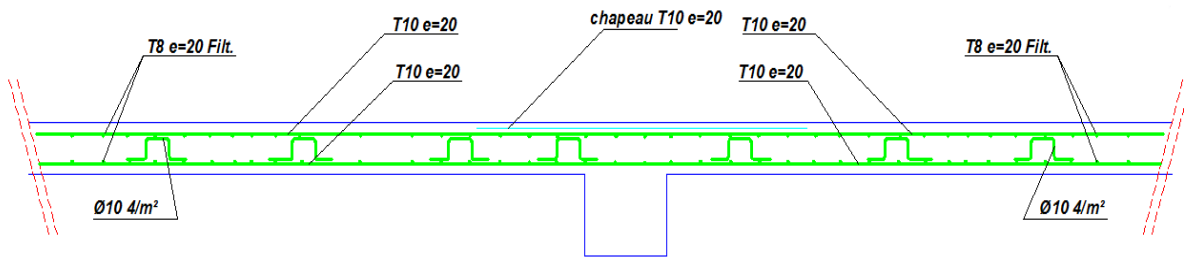
$$\frac{16}{361} = 0,04 > \frac{775,25}{20 \times 1033,67} = 0,037 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{3,39}{100 \times 14,5} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.6. Dessin de ferrailage :

X-X



Y-Y

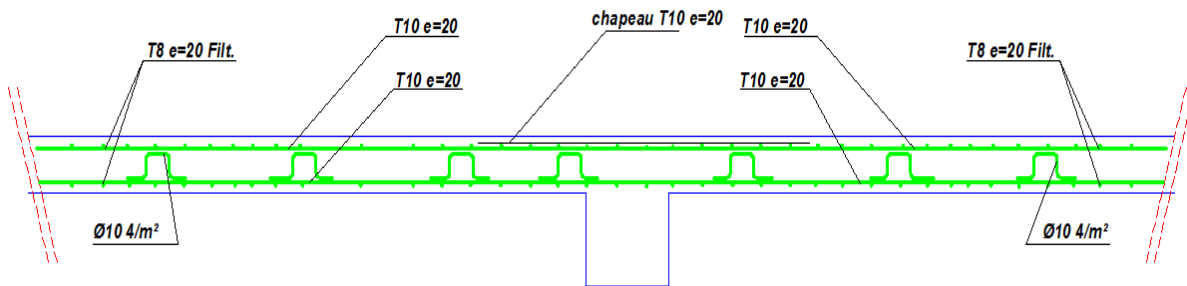


Figure III.23 : schéma de ferrailage de dalle pleine.

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1 escaliers :

IV.1.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de plus délicate construction permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

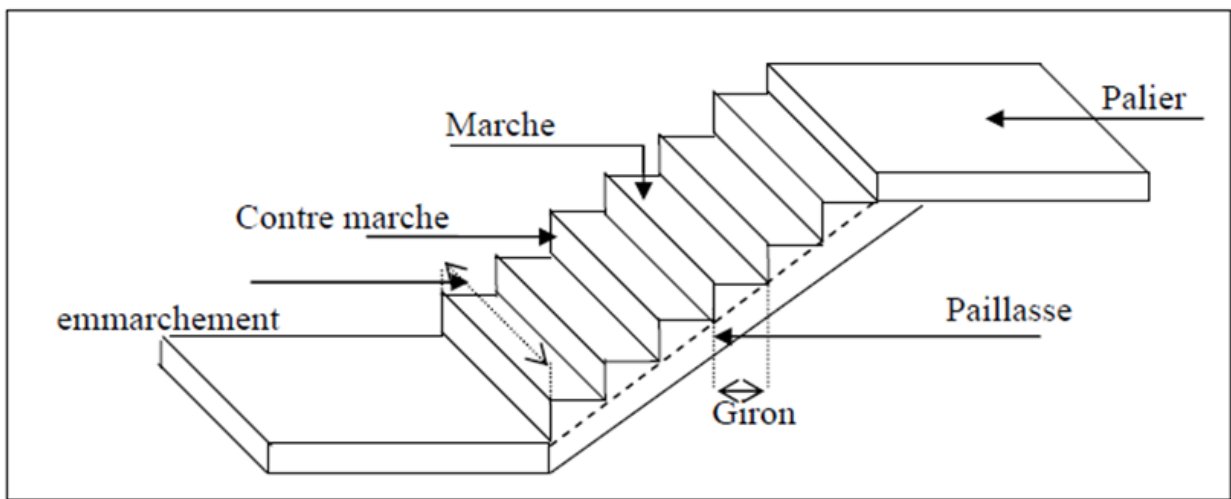


Figure VI.1 : Schéma d'un escalier.

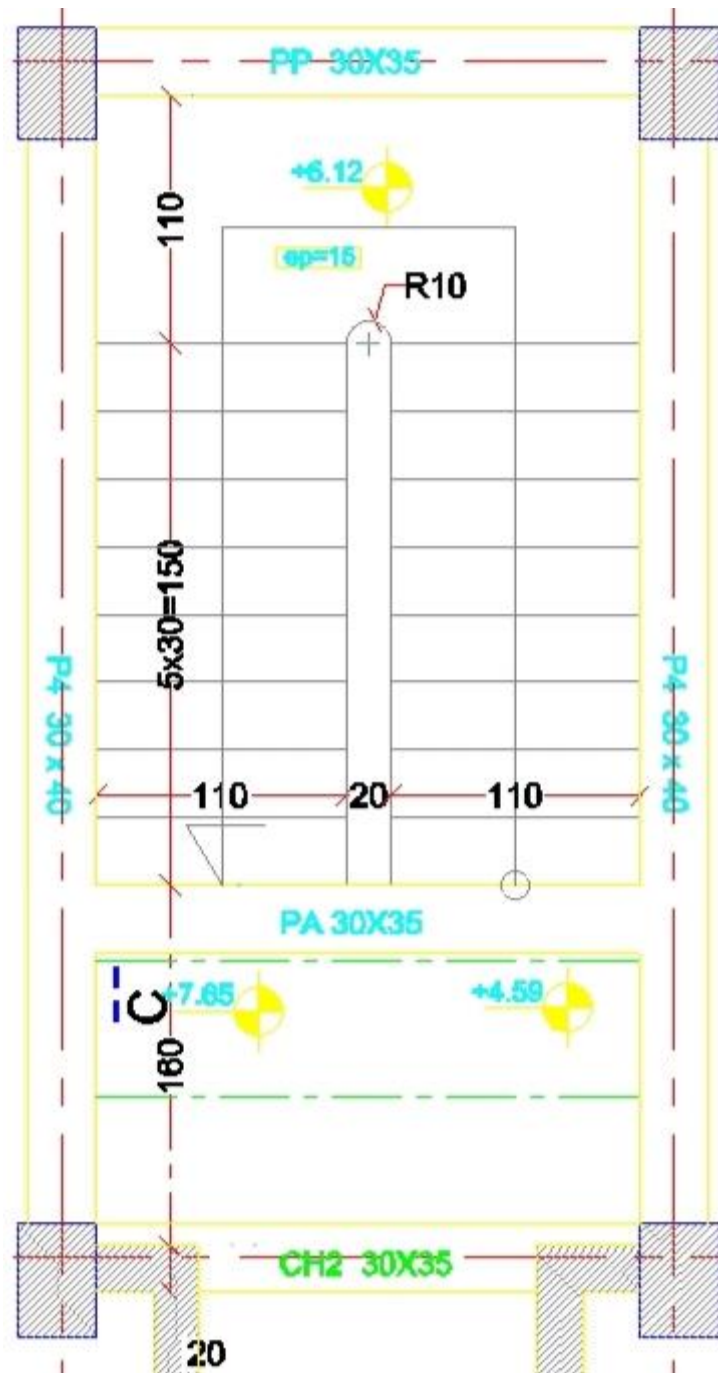


Figure VI.2 : vue en plan d'escalier.

Dans notre projet, nous avons un seul type d'escaliers qui dessert les étages du bâtiment ainsi que le niveau du sous-sol, l'escalier est droit composé de deux volées avec un palier de repos intermédiaire.

IV.1.2 Pré-dimensionnement :

❖ **Type 1 (escaliers des étages courants) :**

IV.1. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: **60 cm < m < 65 cm.**

$$m = g + 2 \times h$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22m \leq g \leq 33\text{cm.}$$

➤ **Vérification de la loi de BLANDEL**

Vérification de la formule de Blondel : $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

On prend :

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Nombre de contre marches : $n = H/h = 153/17 = 9$

$$H = h \times n = 17 \times 9 = 153$$

On auran= 9 contre marche

$$n-1=8$$

Nombre de marches : $n = (n-1) + 1 = 8 + 1 = 9$ marches.

$$D'autre part L=(n-1) g \Rightarrow L=(9-1) \times 30=240$$

1. Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ$$

2. La longueur de la paillasse :

$$L' = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,70^2 + 2,4^2} = 2,94 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 2,94 + 1,10 = 4,04\text{m}$$

3. Epaisseur de la paillasse :

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{404}{30} < e < \frac{404}{20} \Rightarrow 13,5 < e < 20,2(cm)$$

On prend : $e_p = 18 \text{ cm}$ (paillasse et palier).

❖ Type 2(escaliers du RDC) :

On prend $h = 17$ et $g = 30$

h_e : la hauteur d'étage. (4,08m)

$$H = \frac{h_e}{2} = 204 \text{ cm}$$

Calcul du nombre de contre marche :

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow n = 12$$

$n = 12$ (contre marches).

$n-1 = 11$ (marches).

D'autre part $L = (n-1) g \Rightarrow L = (12-1) \times 30 = 330 \text{ cm}$.

1. L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ$$

2. La longueur de la paillasse :

$$L' = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{2,04^2 + 2,4^2} = 3,14 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 3,14 + 1,50 = 4,64 \text{ m}$$

3. Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse)

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{464}{30} < e < \frac{464}{20} \Rightarrow 15,5 < e < 23,2(cm)$$

On prend : $e_p = 18 \text{ cm}$ (paillasse et palier).

IV.1.3. Descente de charges :

✓ Paillasse :

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	e (m)	G (daN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier horizontale	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{21}{24}$		105
Paillasse en B.A	$2500 \times \frac{0,18}{\cos 28,95}$		514,28
Enduit en ciment	$18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha} = 18 \times \frac{1,5}{\cos 28,95^\circ}$		30,85
Marche	$2200 \times \frac{h}{2} = 2200 \times \frac{0,21}{2}$		231
G = 1001.13daN/m²			
Q = 250 daN/m²			

Tableau IV.1 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 1001,13 + 1,5 \times 250 = 1726,52 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 1 = 1726,52 \text{ daN/ml.}$$

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

$$q_{ser} = G + Q = 1001,13 + 250 = 1251,13 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1 = 1251,13 \text{ daN /ml.}$$

✓ **Palier :**

Désignation	$\rho(\text{daN/m}^3)$	e (m)	G (daN/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Enduit de ciment	18	1,5	27
Poids propre du palier	2500	0,18	450
G = 597daN/m²			
Q = 250 daN/m²			

Tableau IV.2 : Charges permanentes et surcharges du palier.

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 597 + 1,5 \times 250 = 1180,95 \text{ daN/m}^2.$$

$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1156,65 \text{ daN/ml.}$$

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

$$q_{ser} = G + Q = 597 + 250 = 847 \text{ daN/m}^2.$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 847 \text{ daN /ml.}$$

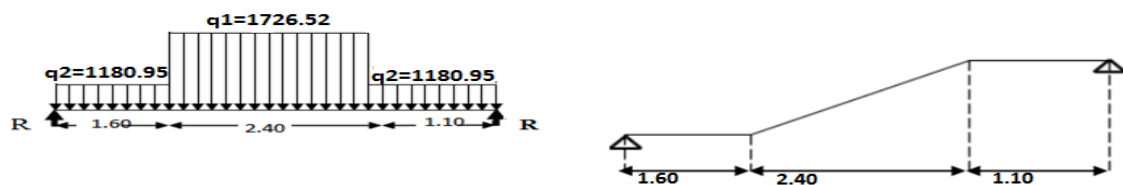


Figure .IV.3: Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant.

IV.1.4 : Ferrailage des escaliers :

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_2^u \times 1,6 + q_1^u \times 2,4 + q_2^u \times 1,1$$

$$R_A + R_B = 1180,95 \times 1,6 + 1726,52 \times 2,4 + 1180,95 \times 1,1 \Rightarrow R_A + R_B = 7332,22 \text{ daN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 1,6 \left(\frac{1,6}{2} + 2,40 + 1,1 \right) + q_1^u \times 2,4 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,1 \right) + q_2^u \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} \right)}{5,1} \Rightarrow R_A = 3700,34 \text{ da}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_2^u \times 1,6 \left(\frac{1,6}{2} \right) + q_1^u \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,6 \right) + q_2^u \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} + 2,40 + 1,6 \right)}{5,1}$$

$$\Rightarrow R_B = 3631,87 \text{ daN}$$

✓ **Etat limite ultime (ELS) :**

• Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_2^s \times 1,6 + q_1^s \times 2,4 + q_2^s \times 1,1$$

$$R_A + R_B = 847 \times 1,6 + 1251,13 \times 2,4 + 847 \times 1,1 \Rightarrow R_A + R_B = 528961 \text{ daN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

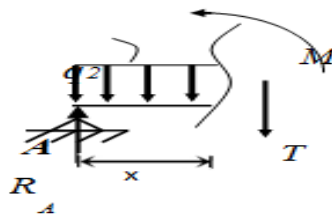
$$R_A = \frac{q_2^s \times 1,6 \left(\frac{1,6}{2} + 2,4 + 1,1 \right) + q_1^s \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,1 \right) + q_2^s \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} \right)}{5,1} \Rightarrow R_A = 2597,26 \text{ daN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_B = \frac{q_2^s \times 1,6 \left(\frac{1,6}{2} \right) + q_1^s \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,6 \right) + q_2^s \times 1,1 \times \left(\frac{1,1}{2} + 1,4 + 1,6 \right)}{5,1} \Rightarrow R_B = 2692,35 \text{ daN}$$

➤ Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,60$

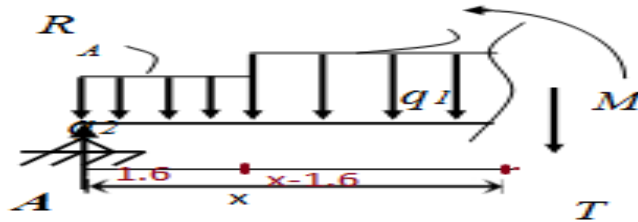


	Formule	Valeur		
		Pour x = 0	Pour x = 1,60 m	
Tableau efforts	M (x) [daN.m]	ELU	0	4326,42
		ELS	0	2257,14
	T (x) [daN]	ELU	-3700,34	-1703,11
		ELS	-1478,47	-1342,95

IV.3 :
des moments
fléchissant et
tranchants de

la section 1-1.

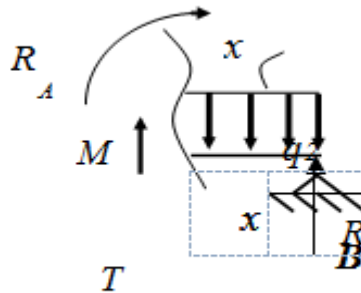
Section 2-2 : $1,6 \leq x \leq 4$



		Formule	Valeur	
			Pour $x = 1,60 \text{ m}$	Pour $x = 4 \text{ m}$
$M(x)$ [daN.m]	ELU	$R_{AX} - 1,60(x-1,60/2) q_{u1} - \frac{(x-1,60)^2}{2} q_{u2}$	4326,42	3441,52
	ELS		2257,14	1876,97
$T(x)$ [daN]	ELU	$R_A - 1,60 q_{u1} - (x - 1,60) q_{u2}$	-1703,11	2440,53
	ELS		-1342,95	1659,75

Tableau IV.4 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2

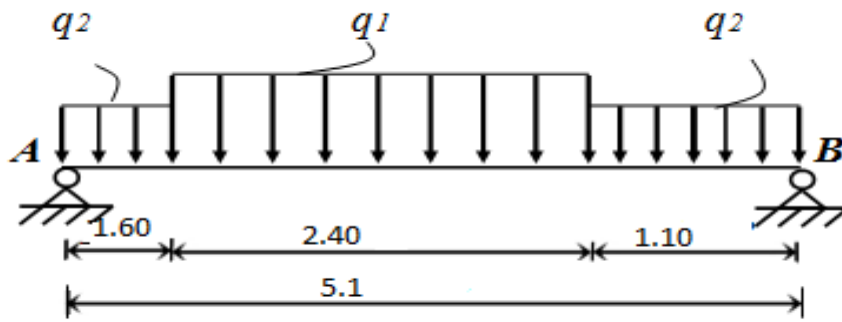
Section 3-3 : $4 \leq x \leq 5.1$



		Formule	Valeur	
			Pour $x = 4 \text{ m}$	Pour $x = 5.1 \text{ m}$
$M(x)$ [daN.m]	ELU	$R_B x - q_{u2} \times \frac{x^2}{2}$	3441,52	0
	ELS		1876,97	0
$T(x)$ [daN]	ELU	$R_B - q_{u2} x$	2440,53	3816,77
	ELS		1659,75	1752,92

Tableau IV.5 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 3.

- Calcul du moment fléchissant maximum:



$$M(x) = R_A x - 1,60(x-1,60/2) q_{u1} - \frac{(x-1,60)^2}{2} q_{u2}$$

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_u \text{ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 2,14 \text{ m}$$

$$M(2.14) = 5166,43 \text{ daN.m}$$

	x_m [m]		M_{\max} [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
	Formule	Valeur			
ELU	$T(x_m)=0$	2,14	5166,43	4133,14	-1033,28
ELS		2,14	2977,89	2382,31	-595,57

Tableau IV.6: Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

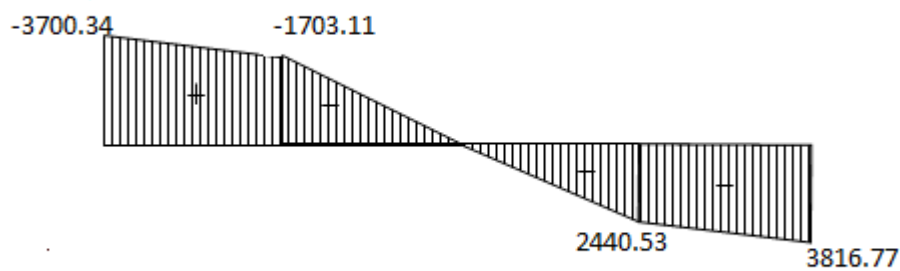


Figure .IV.4: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

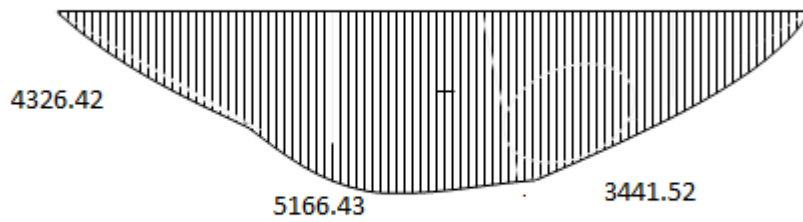


Figure IV.5 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

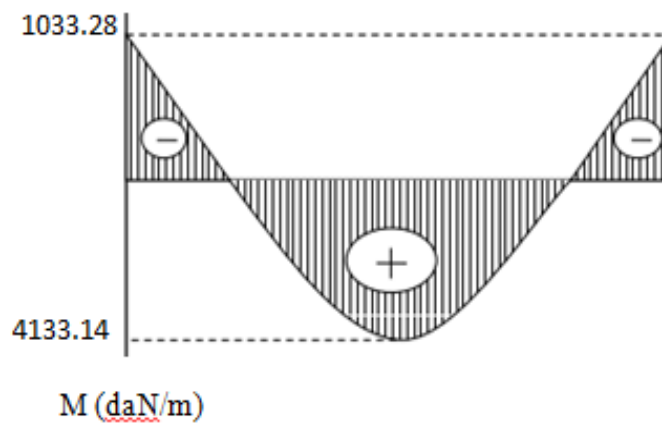


Figure IV.6:Diagramme des moments en appuis et travées à l'ELU.

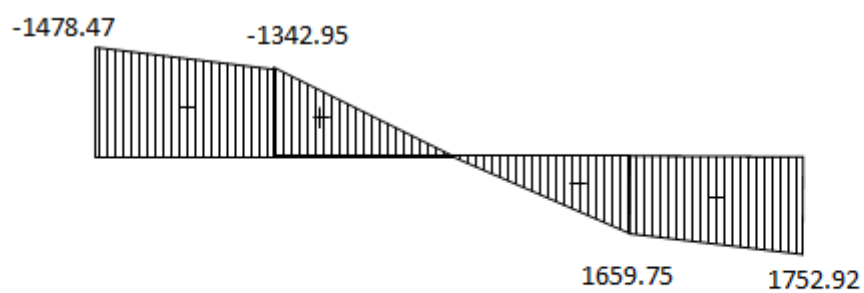


Figure IV.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

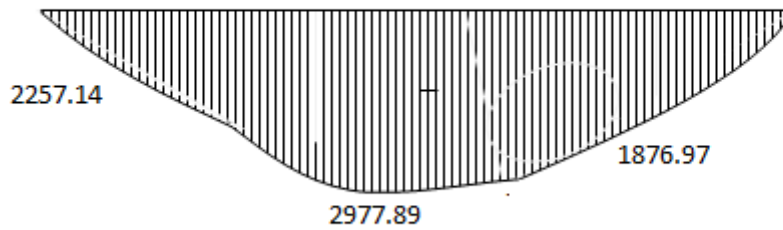


Figure IV.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

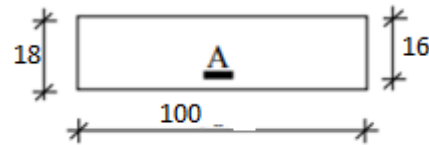
- **Calcul des armatures :**

- A. **En travée : 5**

- ✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 4133,14 \text{ daN.m}$$

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



$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4133,14}{14,17 \times 100 \times 16^2} = 0,011$$

$\mu = 0,11 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ; Figure IV. 9 : Section de calcul.}$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{41331,4}{348 \times 0,942 \times 14} = 9,005 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 9,005 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T12 \longrightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2$$

(T12 e = 10 cm).

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

$$M_t^{\text{ser}} = 2382,31 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{4133,14}{2382,31} = 1,73$$

$$\alpha \leq \frac{1,73-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,0138 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

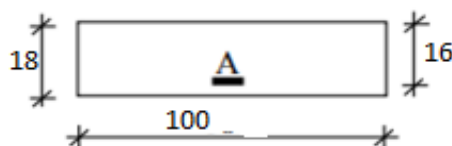
$$5T8 \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

B. En appuis

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u = -1033,28 \text{ daN.m}$$

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



$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1033,28}{14,17 \times 100 \times 16^2} = 0,028$$

Figure IV.10 : Section de calcul.

$$\mu = 0,0028 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,035$$

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1033,8}{348 \times 0,986 \times 16} = 2,15 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 16 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 2,15 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M_a^{\text{ser}} = -595,57 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } A' = 0 \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{10332,8}{5955,7} = 1,73$$

$$\alpha \leq \frac{1,73-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,615 > \alpha = 0,035 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$4T8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 2440,53 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{24405,3}{100 \cdot 16 \cdot 100} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_c 28}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.1.5 : Dessin de ferrailage :

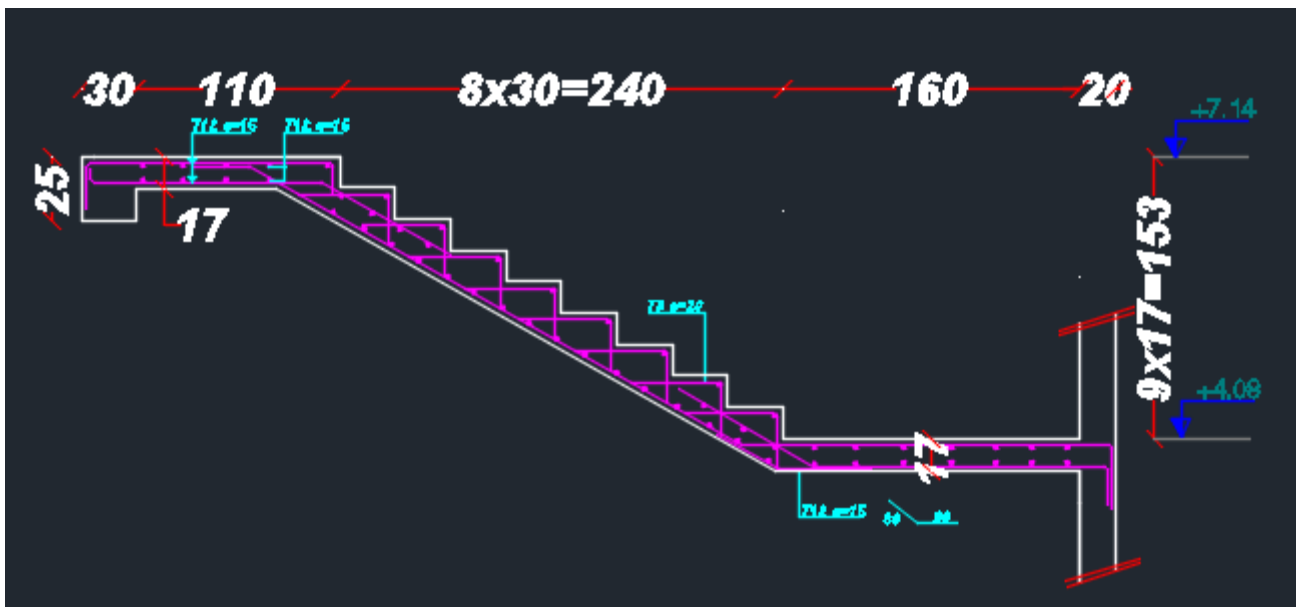


Figure IV.11 : ferrailage du escalier.

IV.1.6 : Etude du poutre palier :

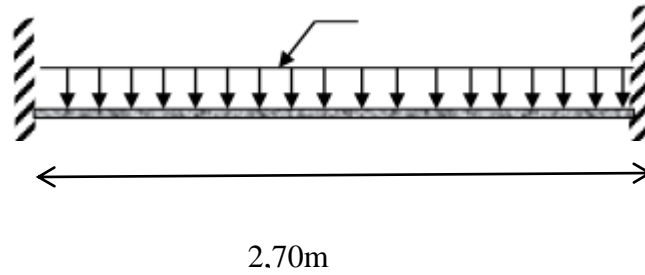


Figure IV.12 : Schémas statique de la console palière.

IV.1.6.1 :Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

$$0.4ht \leq b \leq 0.8ht \Rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

- Vérification des conditions RPA99 (version 2003):

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow ht = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.00 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.2 \leq 4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

IV.1.6.2: Evaluation des charges :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ E.L.U :} \\ G = b \times h \times 25 \times 1.35 = 0,30 \times 0,25 \times 25 \times 1.35 = 2,53 \text{ KN/ml} \\ Q = R_B = 36,32 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} q_u = 17,265 \text{ KN/ml}$$

✓ **E.L.S:**

$$\left. \begin{array}{l} G=b \times h \times 25 = 1,875 \text{KN/ml} \\ Q=R_B=26,92 \text{KN/ml} \end{array} \right\} q_s=12,51 \text{KN/ml}$$

IV.1.6.3 : Evaluation des moments:❖ **En travée:**✓ **E.L.U :**

$$M_t^u = 0.8M_0 = 0.8 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 12.59 \text{KN/ml}$$

✓ **E.L.S:**

$$M_t^s = 0.8M_0 = 0.8 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 9.12 \text{KN/ml}$$

❖ **En appui:**✓ **E.L.U:**

$$M_a^u = 0.2M_0 = 0.2 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 3.15 \text{KN/ml}$$

✓ **E.L.S:**

$$M_a^s = 0.2M_0 = 0.2 \times \frac{q_s \times l^2}{8} = 2.28 \text{KN/m}$$

IV.1.6.4: Détermination des armatures:**Calcul des armatures longitudinales :**❖ **En travée :**✓ **E.L.U :**

$$M_t^u = 12.59 \text{KN/ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12590}{100 \cdot 22,5^2 \cdot 14,17} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_l = 0,392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' n' \text{ existepas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

Calcul du ferrailage :

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12590}{0,964 \cdot 22,5 \cdot 348} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Conditions de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 25 \cdot 22,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,67; 1,66) = 1,66 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3\text{T12} \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ **E.L.S:**

$$M_t^{\text{ser}} = 9,12 \text{ KN/ml.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \alpha' \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{12,59}{9,12} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,09 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

❖ **En appui :**

✓ **E.L.U :**

$$M_a^u = -3,15 \text{ KN/ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_A}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{31500}{100.22,5^2.14,17} = 0,043$$

$$\mu = 0,043 < \mu_l = 0,392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow A'n' \text{ existepas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

- **Calcul des ferrillages :**

$$A_u = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{31500}{0,978.22,5.348} = 4,11 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T14 \quad \text{---} A = 4,62 \text{ cm}^2$$

✓ **E.L.S:**

$$M_t^{\text{ser}} = -2.28 \text{ KN/ml.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_t^{\text{ser}}}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{3.15}{2.28} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,054 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

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

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{17,265 \times 2,7}{2} = 23,307 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{23307}{100 \times 22.5 \times 100} = 0,104 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,104 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = \min(0,85; 2,5; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,85 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\rightarrow 4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Calcul d'espacement des armatures transversales :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{25 (0,104 - 0,3 \times 2,1)} = -28,73 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

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

$$\delta_{t3} \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b} = \frac{235 \times 2,01}{0,4 \times 25} = 47,24 \text{ cm}$$

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

IV.1.6.5: Dessin de ferrailage :

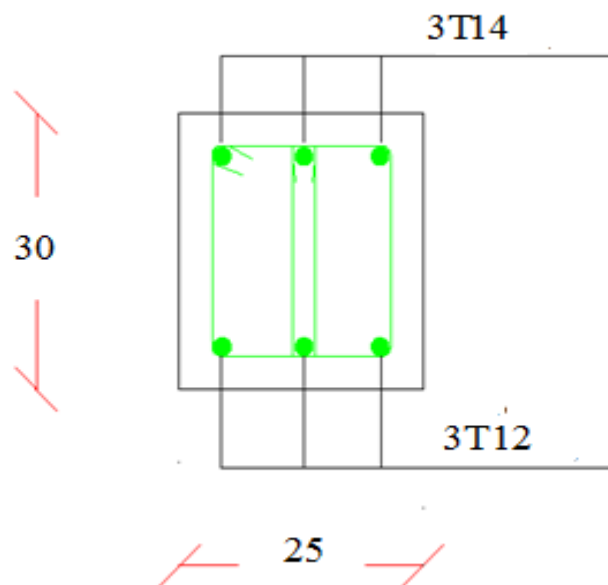


Figure IV.13: Ferrailage de la console palière.

IV.2. Acrotère

IV.2.1.Introduction :

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la hausse du vent d'où la forme un écran.

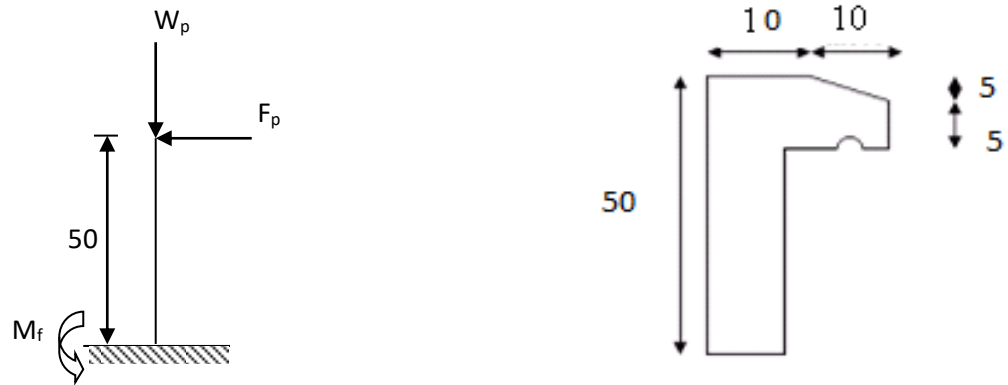


Figure IV.14:Dimensions de l'acrotère et schéma statique.

<i>Géométrie</i>	
La hauteur	50cm
L'épaisseur	10cm
L'enrobage	2cm
La surface	0.1m ²
L'enrobage	5cm

<i>Matériaux</i>	
Béton de résistance.	25MPa
Acier de limite élastique.	400MPa

IV .2.2.Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de sa base au plancher terrassesoumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents ou séisme F_p) qui créent un moment de renversement M 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.2.3. Détermination des sollicitations :

❖ Surface de l'acrotère :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,5) \rightarrow S = 0,0575 \text{ m}^2$$

Selon le RPA99/version 2003 :

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

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone ;
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;
Élément en console $\longrightarrow C_p = 0,8$
- W_p : Poids de l'élément considéré et
- F_p : Force statique équivalente horizontale.

- * L'ouvrage est implanté à Oran \longrightarrow Zone **IIa**
 - * Ouvrage courant ou à moyenne importance \longrightarrow Groupe 2
- } Donc : A = 0,15

W_p : Le poids propre

W_p : Poids de l'élément considéré

$$W_p = 2500 \times 0,0575 = 143,75 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 143,75 = 69 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow M = F_p \cdot H = 69 \cdot 0,5 = 34,5 \text{ daN.m}$$

❖ **Effort normale et moment fléchissant :**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$N_u = 1,35 W_p \Rightarrow N_u = 1,35 \times 143,75 \Rightarrow N_u = 194,0625 \text{ daN.m}$$

$$M_u = 1,5 \cdot M \Rightarrow M_u = 1,5 \times 34,5 \Rightarrow M_u = 51,75 \text{ daN.m}$$

✓ **Etat limite service (ELS) :**

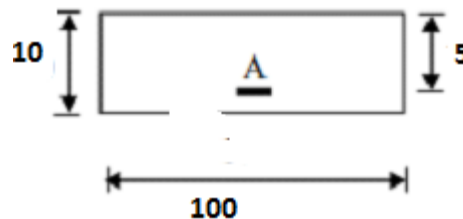
$$N_{\text{ser}} = W_p \Rightarrow N_{\text{ser}} = 143,75 \text{ daN}$$

$$M_{\text{ser}} = F_p \cdot H \Rightarrow M_{\text{ser}} = 34,5 \text{ daN.m}$$

IV.2.4. Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm ; la section de calcul est (100x10)cm².

➤ **Position du point de l'application de l'effort normal :**



$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{51,75}{194,0625} = 0,27 \text{ m}$$

Figure IV.15: Section de calcul.

$$e_0 = 0,27 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

L'effort normale un effort de compressions trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.S) ; le calcul se fait à la flexion simple avec un moment

Fictif M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

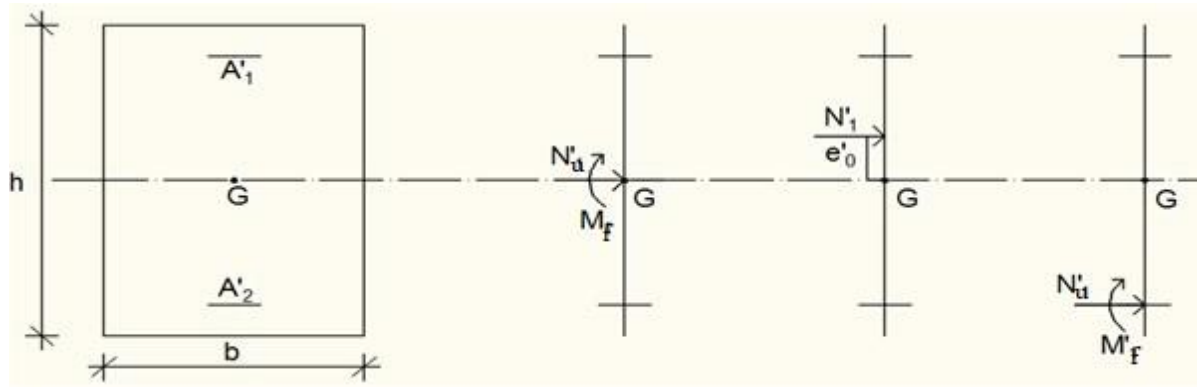


Figure IV.16: Position du point d'application de l'effort normal N_u .

$$M_f = N_u \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 194,0625 \times \left(0,27 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 58,22 \text{ daN.m.}$$

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

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{582,2}{14,17 \times 100 \times 5^2} = 0,01643$$

$$\mu = 0,01643 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_f^u = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{582,2}{348 \cdot 0,992 \cdot 5} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_u = A_f^u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,27 - \frac{1940,6}{100 \cdot 348} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A' = 0$$

Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de

leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4 m avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeurs 25 cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{min}=0,25\% \times b \times h=0,0025 \times 100 \times 10=2,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t=\max (A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t=2,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

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

$$T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e \leq \min (25 ; 2 \times 10) \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_u}{4} \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

IV.2.5 :Déterminations des contraintes:

- C:Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression Nser) ;
- c:La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y2:La distance du point C à l'axe neutre .y1=y2+ c

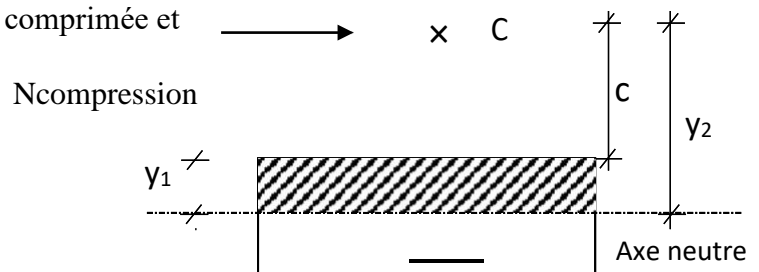


Figure IV.17: Position de centre de pression.

N est un effort de compression → y2 > 0.
 C se trouve à l'extérieur de la section
 → C sera considéré comme négatif

Calcul des contraintes :

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

$$c = e_0 \frac{h}{2} = 27 \frac{10}{2} = 22 \text{ cm} \quad \rightarrow c = -22 \text{ cm}$$

$$P = -3(-22)^2 + \frac{90(3,93)}{100} (5+22)$$

$$P = -1356,50 \text{ N / mm}^2$$

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

$$q = -2(-22)^3 - \frac{90(3,93)}{100} (5+22)^2$$

$$q = 18717,52 \text{ N / mm}^2$$

y2: racine de l'équation: $y^2^3 + p \cdot y^2 + q = 0$

y2: est racine de l'équation: $y^2^3 - 1356,50y^2 + 18717,52 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3 = (18717,52)^2 + \frac{4}{27} (-1356,50)^3 = -1944835,7 < 0.$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ.$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 42,53$$

Remarque : y2 est choisit tel que $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \Rightarrow y_2 = 24,19 \text{ cm}$

$$y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46,4 \times \cos(54,58) = 24,19 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -42,37 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 18,17 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 24,19 \text{ cm}$$

$0 < y_1 = y_2 + c = 2,89 < 10 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$$\text{D'où : } y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot (y_1)^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (5 - 2,89) = 293,22 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1437,5}{100 \cdot 293,22} = 0,049$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,049 \times 2,89 = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,049 \times (5 - 2,89) = 1,55 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_{e28} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

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

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

➤ **conclusion**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements : BAEL91 (A.E.5.2).**

$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 69 = 103,5 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{1035}{100 \cdot 5 \cdot 100} = 0,020 \text{ MPa}$$

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

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

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.2.6: Dessin de ferrailage:

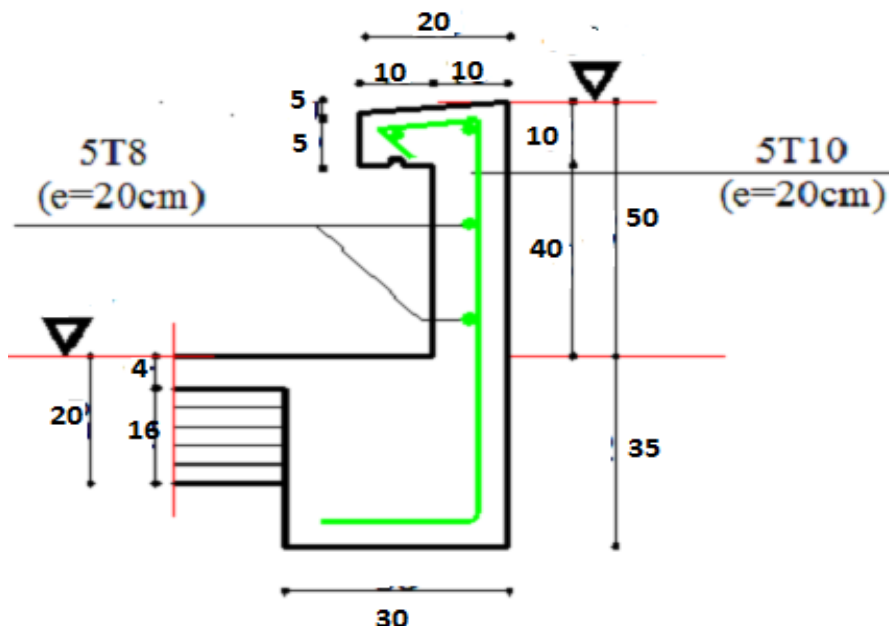


Figure IV.18: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Balcon.

IV.3.1. Introduction :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «P».

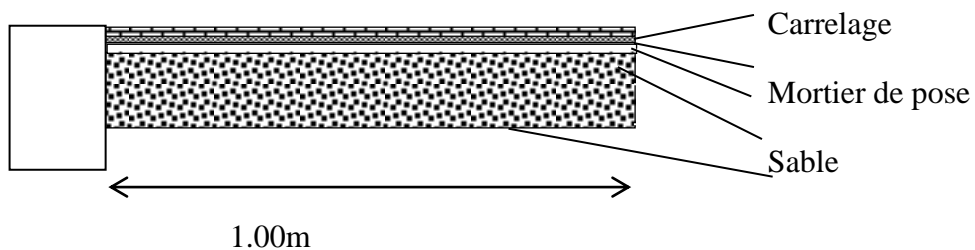


Figure IV.19: coupe de balcon.

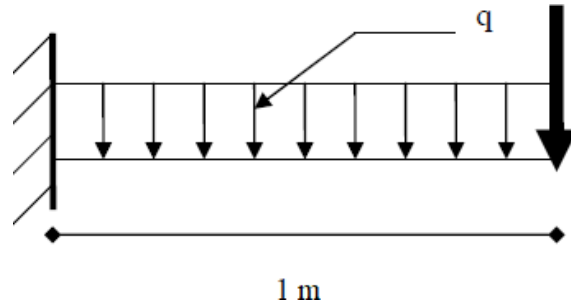


Figure IV.20:Schéma statique du balcon.

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1 k m, et de longueur à 1,00m

IV.3.2 : Descente de charges:

✓ Epaisseur du balcon :

$$e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{105}{10} = 10,5 \text{ cm}$$

On prend $e=15 \text{ cm}$

Descente de charges du balcon :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage (ardoise)	0,02	27	0,54
2- Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Sable fin	0,02	18	0,36
4- Dalle Pleine	0,16	25	4,00
5- Enduit en ciment	0,015	20	0,30

Tableau IV.7: Charge appliquées sur la dalle pleine du balcon.

- Charges permanentes $G_T=5,6 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_T=3,5 \text{ KN/ m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_1 \times 1,00 = 5,6 \times 1,00 = 560 \text{ daN/ml}$

a. Calcule de la charge du poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e=10$ cm

$$G_m = (0,90 + 2 \times 1,5 \times 0,18) = 1,44 \text{ KN/m}^2$$

Hauteur du mur : $h = 1,50\text{m} \Rightarrow P = 144 \cdot 1,50 = 216 \text{ daN/ml}$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 350 \text{ daN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_1 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

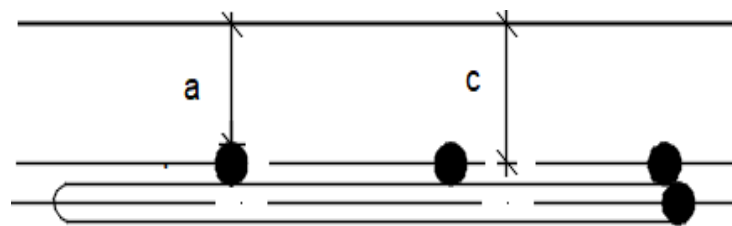
$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 10 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15 \text{ mm}$$



FigureIV.21:Enrobage.

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d = h_d - C = 15 - 1,5 = 13,5$$

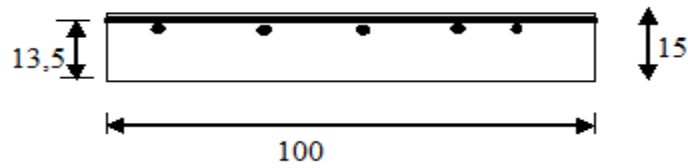


Figure IV.22: Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ **Moment fléchissant :**

- Sens x-x

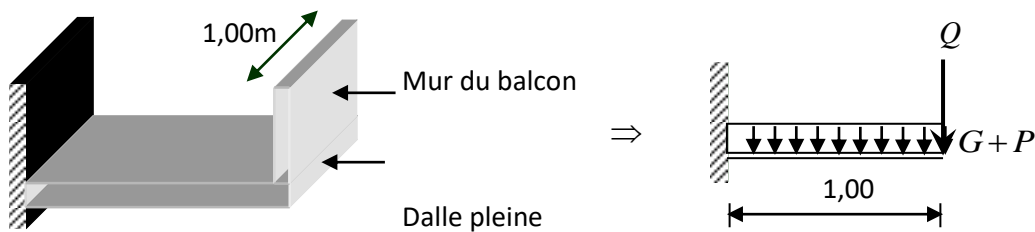


Figure IV.23: Schéma statique du balcon.

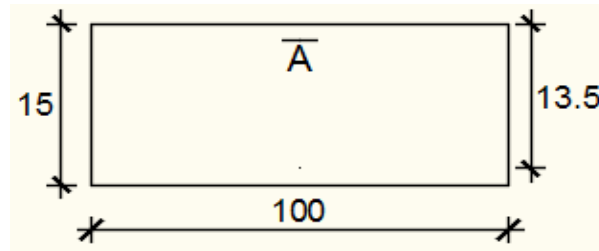
✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_u = -[1,35G + 1,5Q] \frac{l^2}{2} - 1,35P \cdot l \cdot 1,00 = -[1,35 \cdot 520 + 1,5 \cdot 350] \frac{1,05^2}{2} - 1,35 \cdot 216 \cdot 1,05 = -1010,73 \text{ daNm}$$

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

$$M_s = -[G + Q] \frac{l^2}{2} - P \cdot l \cdot 1,00 = -[560 + 350] \frac{1,05^2}{2} - 216 \cdot 1,05 \cdot 1,00 = -727,3 \text{ daN.m}$$

IV.3.3 :Calcul du ferrailage :



FigureIV-24: Section de calcul.

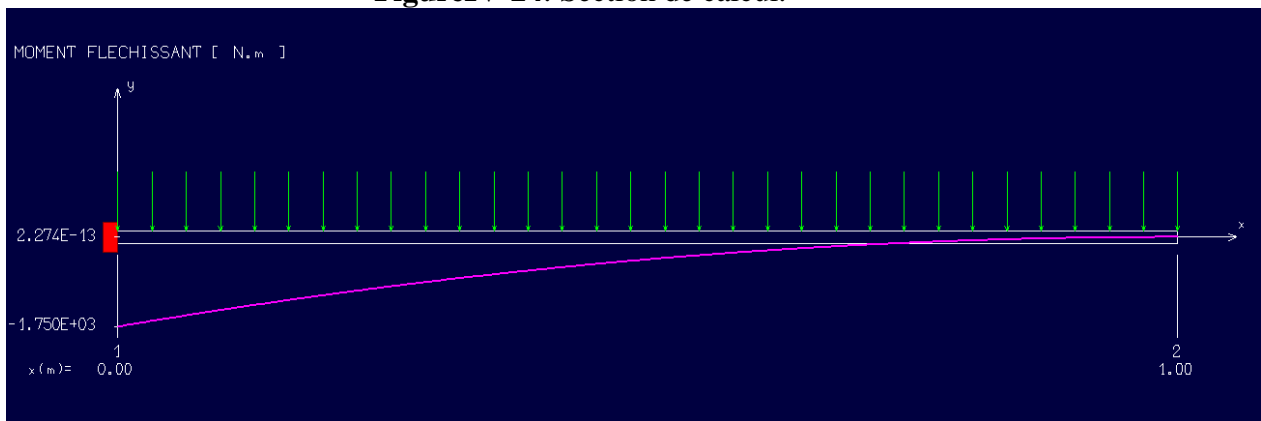


Figure IV.25 : Diagramme des moments fléchissant.

✓ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -1286,28 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{10107,3}{14,17 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,039$$

$$0,0030 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,804$$

Détermination des armatures :

$$M_u \quad 10107,3$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{727,3}{348 \times 0,997 \times 13,5} = 2,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \rightarrow A = 2,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

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

(e=20cm).

✓ **Etat limite service :**

$$:M_s = -727,3 \text{ N.m}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1010,73}{727,3} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,080 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$
 - Fissuration préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s .
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \text{les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

➤ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T8/ml \longrightarrow A=2,51 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{\max} = (1,35G+1,5Q). L + 1,35P$$

$$= (1,35 \times 560 + 1,5 \times 350) \times 1,05 + 1,35 \times 216$$

$$T_{\max} = 1636,65 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{16366,5}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu prejudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$ } les armatures transversales ne sont pas necessaires
Il n'y a pas de reprise de betonnage

IV.3.4 : Vérification de la fleche :

$$\frac{hd}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{105} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0,14 > 0,05 \text{ CV}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,68}{100 \times 13,5} = 0,0019 < \frac{2}{400} = 0,005 \text{ CV}$$

Conclusion :

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3.6 : Dessin de ferrailage:

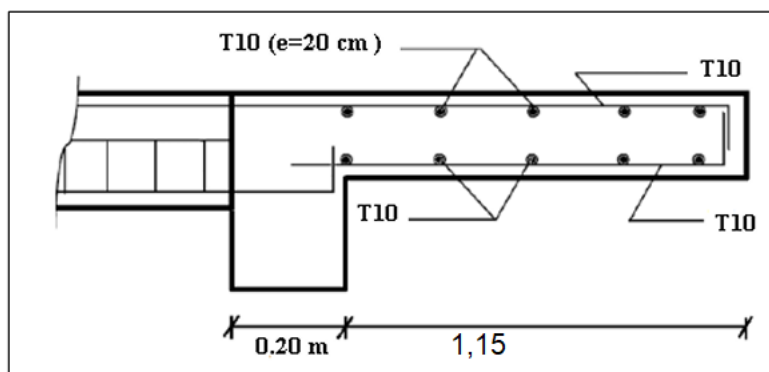


Figure IV.27: Schéma de ferrailage du balcon

Chapitre V

Etude Sismique

V.1. Introduction

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Oran qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **ROBOT2024 (version d'étudiant)**.

V.2.1. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers WP est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le tableau

(4.5 RPA99 version 2003) avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 kN/m^3 .

V.2.2. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT2024 (version d'étudiant)** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

« ROBOT2024 » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie 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.
- 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 normaux, contraintes σ ...).

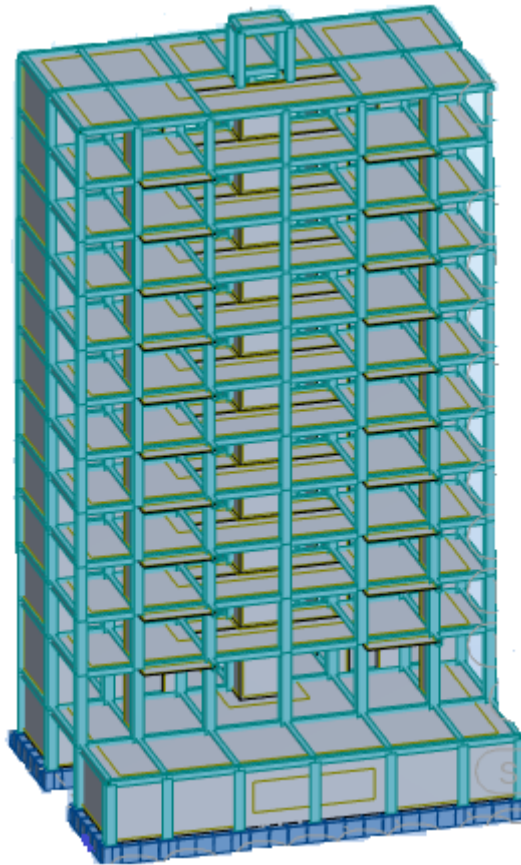


Figure V.1 : Modélisations en 3D par ROBOT2024(version d'étudiant)

➤ **Etape de modélisation :**

Pour la modélisation, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail.
- Choix de l'unité du travail (**KN et m...etc.**).
- Création graphique du modèle.
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- On introduit les propriétés du matériau (**le béton**) utilisé (**voir chapitre I**).

- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure
- La section des éléments et leurs caractéristiques.
- On introduit les conditions aux limites.
- Détermination des charges pour notre cas, on a trois types de charges :

a. Charge permanente G :

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

b. Charge permanente Q :

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

c. La force sismique E :

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

➤ **Déterminations des combinaisons :**

a) Situation durable et transitoire (normale) :

- $1,35G+1,5Q$ (ELU)
- $G+Q$ (ELS)

b) Situation accidentelle :

- $0,8G+V_x$
- $0,8G-V_x$
- $0,8G+V_y$
- $0,8G-V_y$
- $G+Q+V_x$
- $G+Q+V_y$

➤ **Détermination du spectre de réponse :**

- Zone IIa
- Groupe d'usage : 2.
- Coefficient de comportement : 3.5 (type de contreventement : voiles porteurs).
- Amortissement : 7%.
- $Q_x = Q_y = 1,15$.
- Site : S2 (**ferme**).
- Vérification des erreurs.

- Lancement de l'analyse.
- Interprétation des résultats.

➤ **Modélisation de la structure :**

Notre structure se compose d'un sous sol, rez-de-chaussée et de 10 étages à usage d'habitation. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles. La disposition des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre de voiles doit être suffisant pour assurer une bonne rigidité tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Respecter l'aspect architectural.

V.3. choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1. La Méthode statique équivalente :

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 ;
3. 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.
4. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

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 inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

V.3.2. Les méthodes dynamiques :

V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Dans notre cas, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de la régularité en plan ne sont vérifiées.

➤ 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.

➤ Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=11)

$K \geq 3\sqrt{11} \longrightarrow K \geq 10$ modes.

V.3.2.2. Interprétation des résultats :

➤ Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6)

La résultante des forces sismique 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

V.4. vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

➤ calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

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 (Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone sismique : IIa (wilaya d'Oran).

- Groupe d'usage : 2(Ouvrage courants ou d'importance moyenne).

} => A= 0.15

• Coefficient de comportement R :

Portiques contreventés par des voiles => R = 3,5 [RPA99 (version2003)/tableau 4.3]

• Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots (4.4) \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

-Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Totale	0,15	0,15

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \sum Pq$$

$$Q = 1 + 0,15 = 1,15$$

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \dots ((4.2) \text{ RPA99 version 2003}) \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2 RPA99 version 2003)

Portique en béton armé, remplissage dense ⇒ ξ = 7%

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site ferme (S₂) ⇒ T₂ = 0,40s (Tableau 4.7 RPA99 version 2003).

• **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \dots\dots \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_i : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

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 ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d’habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

V.5. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l’action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l’article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{ (RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

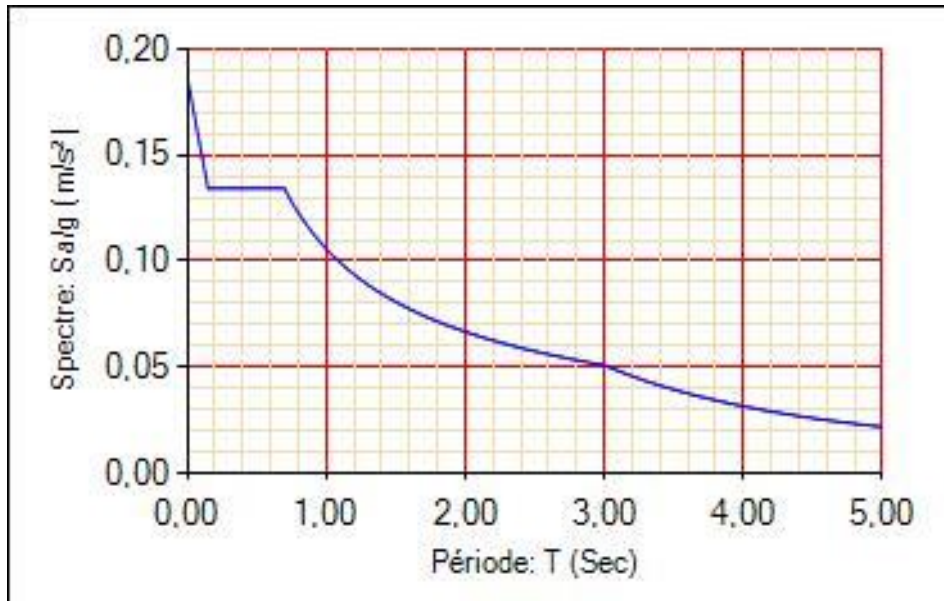


Figure V.2 : Spectre de réponse.

S_a / g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure.

V.6. Calcul de la résultante des forces :

- Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 34.68m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 22.2\text{m}, \quad D_y = 16.1\text{m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 34.68^{3/4}$$

$$T = 0.71 \text{ sec.}$$

$$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} = 0.09 \times 34.68 / \sqrt{22.20}$$

$T=0.66 \text{ sec}$

$T=\min (T ; T_x)$

$T_2= 0.09hn\sqrt{D_x} = 0.09 \times 34.68 / \sqrt{22.20}$

$T_2=0.66 \text{ sec.}$

$Temp=0.66 \text{ s} < T_{anal} = 0.84 < 1.3 Temp = 0.86$

Donc $T = Temp$

$D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$

$D_x = 1.58$

✓ Direction yy :

Calcul T empirique :

$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 34.68^{3/4}$

$T=0.71 \text{ sec.}$

$T_y = T_x = 0.09hn/\sqrt{D_x} = 0.09 \times 34.68 / \sqrt{16.1}$

$T_y=0.77s$

$T_{anal} = 0.73s < 1.3Temp = 1s$

$D_y = 2.5\eta = 1.47$

V.7. résultats de l'analyse dynamique :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,84	63,24	0,03	63,24	0,03	3564616,08	3564616,08
3/ 2	0,73	63,30	61,37	0,07	61,33	3564616,08	3564616,08
3/ 3	0,56	67,43	61,47	4,12	0,10	3564616,08	3564616,08
3/ 4	0,25	77,12	61,60	9,69	0,13	3564616,08	3564616,08
3/ 5	0,22	77,43	72,47	0,31	10,86	3564616,08	3564616,08
3/ 6	0,18	77,43	72,49	0,00	0,02	3564616,08	3564616,08
3/ 7	0,16	77,43	72,74	0,00	0,25	3564616,08	3564616,08
3/ 8	0,15	77,85	76,53	0,42	3,79	3564616,08	3564616,08
3/ 9	0,13	81,04	76,54	3,20	0,01	3564616,08	3564616,08
3/ 10	0,12	81,07	76,54	0,02	0,00	3564616,08	3564616,08
3/ 11	0,12	81,26	79,69	0,20	3,15	3564616,08	3564616,08
3/ 12	0,11	81,27	79,69	0,01	0,01	3564616,08	3564616,08
3/ 13	0,10	81,27	79,70	0,00	0,00	3564616,08	3564616,08
3/ 14	0,09	82,04	79,73	0,77	0,03	3564616,08	3564616,08
3/ 15	0,09	82,61	79,87	0,57	0,14	3564616,08	3564616,08
3/ 16	0,09	82,61	79,87	0,00	0,01	3564616,08	3564616,08
3/ 17	0,08	82,68	80,94	0,06	1,07	3564616,08	3564616,08
3/ 18	0,08	82,96	81,63	0,28	0,69	3564616,08	3564616,08
3/ 19	0,08	82,97	81,63	0,01	0,00	3564616,08	3564616,08
3/ 20	0,08	82,99	82,61	0,03	0,98	3564616,08	3564616,08

Tableau V.2 : Périodes et facteur de participation massique

- **Caractéristiques dynamique propres :**
- Vérification de la période K :

Dans notre cas le nombre minimales de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3\sqrt{n}$$

Avec :

n : nombre de niveaux au dessus du sol

$$K = 3\sqrt{n} \rightarrow 3\sqrt{12} = 10,39 < 20\% \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par donné par logiciel de calcul

$$W = 35646.16 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.15}{3.5} \times 35646.16 = 2775.82 \text{ KN}$$

$$V_x \times 0.8 = 2775.82 \times 0.8 = 2220.66$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.47 \times 1.15}{3.5} \times 35646.16 = 2582.56 \text{ KN}$$

$$V_y \times 0.8 = 2582.56 \times 0.8 = 2066.05$$

- **Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :**

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t 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 V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **V (dynamique) > 80% V (statique)**

❖ Pour V_x :

$$V_x \times 0.8 = 2775.82 \times 0.8 = 2220.66 \text{ KN} < V_{xdyn} = 2222.45 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Pour V_y :

$$V_y \times 0.8 = 2582.56 \times 0.8 = 2066.05 < V_{y dyn} = 2266.33 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la période :**

Le RPA99/version 2003 préconise que la valeur de T_{DYN} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_{EMP}

On a :

sens xx : $1,3 \times T_{EMP} = 1,3 \times 0,66 = 0,86 \text{ s} > T_{DYN} = 0,84 \text{ s} \rightarrow$ (La condition est donc vérifiée).

sens yy : $1,3 \times T_{EMP} = 1,3 \times 0,77 = 1 \text{ s} > T_{DYN} = 0,73 \text{ s} \rightarrow$ (La condition est donc vérifiée).

V.8. Calcul de renversement :

ETAGE	DIRECTION X								DIRECTION Y							
	Vx [KN]	Fx [KN]	h [m]	W [KN]	Xg [m]	Mr[KN]	Ms[KN]	Vérification	Vy [KN]	Fy [KN]	h [m]	W [KN]	Xg [m]	Mr[KN]	Ms[KN]	Vérification
1	2009,85	7,43	3,40	35646,16	15,00	25,26	534692,40	Condition Vérifiée	2080,89	19,52	3,40	35646,16	8,46	66,37	301566,51	Condition Vérifiée
2	2002,42	59,64	7,48	35646,16	15,00	446,11	534692,40	Condition Vérifiée	2061,37	56,44	7,48	35646,16	8,46	422,17	301566,51	Condition Vérifiée
3	1942,78	90,25	10,54	35646,16	15,00	951,24	534692,40	Condition Vérifiée	2004,93	82,07	10,54	35646,16	8,46	865,02	301566,51	Condition Vérifiée
4	1852,53	110,75	13,60	35646,16	15,00	1506,20	534692,40	Condition Vérifiée	1922,86	101,81	13,60	35646,16	8,46	1384,62	301566,51	Condition Vérifiée
5	1741,78	130,86	16,66	35646,16	15,00	2180,13	534692,40	Condition Vérifiée	1821,05	122,15	16,66	35646,16	8,46	2035,02	301566,51	Condition Vérifiée
6	1610,92	147,73	19,72	35646,16	15,00	2913,24	534692,40	Condition Vérifiée	1698,9	143,57	19,72	35646,16	8,46	2831,20	301566,51	Condition Vérifiée
7	1463,19	162,31	22,78	35646,16	15,00	3697,42	534692,40	Condition Vérifiée	1555,33	164,85	22,78	35646,16	8,46	3755,28	301566,51	Condition Vérifiée
8	1300,88	184,74	25,84	35646,16	15,00	4773,68	534692,40	Condition Vérifiée	1390,48	191,8	25,84	35646,16	8,46	4956,11	301566,51	Condition Vérifiée
9	1116,14	210,64	28,90	35646,16	15,00	6087,50	534692,40	Condition Vérifiée	1198,68	223	28,90	35646,16	8,46	6444,70	301566,51	Condition Vérifiée
10	905,5	240,81	31,96	35646,16	15,00	7696,29	534692,40	Condition Vérifiée	975,68	260,68	31,96	35646,16	8,46	8331,33	301566,51	Condition Vérifiée
11	664,69	289,2	35,02	35646,16	15,00	10127,78	534692,40	Condition Vérifiée	715	313,42	35,02	35646,16	8,46	10975,97	301566,51	Condition Vérifiée
12	375,49	375,49	38,08	35646,16	15,00	14298,66	534692,40	Condition Vérifiée	401,58	401,58	38,08	35646,16	8,46	15292,17	301566,51	Condition Vérifiée

Tableau V.3 : vérification de renversement .

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9)

Les effets du second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k (obtenu par ETABS 17).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow F_i = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$$F_T = 0 \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec} \longrightarrow T_x = 0,57 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_{xt} = 0$$

$$F_T = 0.07 T.V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \longrightarrow T_y = 0,74 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_{yt} = 310,8867$$

Remarque :

- ✓ Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- ✓ Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Étage	h_K [cm]	P_K [kN]	V_{Kx} [kN]	V_{Ky} [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
10 ^{eme}	306	34956,94	2009.85	2080,89	0,1	0	0,00511553	0	✓
9 ^{eme}	306	29448,97	2002.42	2061,37	0,8	0,1	0,02883665	0,0035015	✓
8 ^{eme}	306	26332,03	1942.78	2004,93	0,7	0,1	0,0310054	0,00429204	✓
7 ^{eme}	306	23575,74	1852.53	1922,86	0,7	0,1	0,02911231	0,00400679	✓
6 ^{eme}	306	20885,12	1741.78	1821,05	0,7	0,1	0,02742965	0,00374795	✓
5 ^{eme}	306	18194,5	1610.92	1698,9	0,7	0,2	0,02583704	0,00699972	✓
4 ^{eme}	306	15526,47	1463.19	1555,33	0,7	0,2	0,02427441	0,00652467	✓
3 ^{eme}	306	12917,86	1300.88	1390,48	0,6	0,2	0,01947077	0,00607204	✓
2 ^{eme}	306	10309,25	1116.14	1198,68	0,6	0,2	0,01811082	0,00562124	✓
1 ^{er}	306	7720,84	905.5	975,68	0,5	0,2	0,01393236	0,00517209	✓
RDC	408	5185,6	664.69	715	0,4	0,1	0,01019808	0,00237013	✓
Sous sol	340	2653,45	375.49	401,58	0,7	-1,1	0,0161655	-0,02375254	✓

Tableau V.5: Vérification de l'effort P.

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ l'effet P- Δ est négligeable.

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V.10. Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (**RPA99 ver 2003**).

Chapitre VI

Etude Des Portique

VI.1. Introduction

Notre structure est un ensemble de poteaux (verticaux), poutres (horizontaux) et voiles, ils sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le calcul de leurs armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à cette effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003].

VI.2. Ferrailage des portiques

VI.2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont noté comme suit:

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitations.
- E : Efforts sismiques

➤ Combinaisons prises en compte :

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G+P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

➤ Pour les poutres et poteaux :

$$1,35G + 1,5QG + Q \left. \vphantom{1,35G + 1,5QG + Q} \right\} \text{ Combinaisons fondamentales [BAEL91].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0,8G \pm E_x \\ 0,8G \pm E_y \end{array} \right\} \text{ Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel

« Robot ».

VI.2.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30x40) cm².
- Poutres secondaires: (30x35) cm².

➤ **Ferrailage réglementaire :**

Recommandation du [RPA99/V2003]

a) Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone II-a,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø pour la zone II-a.

Avec :

B = la section de la poutre.

b) Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- ✓ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \sigma \right) \text{ ou } S = \min (h/4; 12\phi)$$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$ ou $S = \frac{h}{2}$

Règlement [BAEL91/Article6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues}$$

➤ **Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT", on obtient les résultats suivants :

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)
	E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.		E.L.U.
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max
Poutre principale	86,86	-145,40	63,47	-105,48	87,51	-135,23	104,04
Poutre secondaire	41,40	-63,27	29,93	-45,80	83,74	-86,19	7,13

Tableau VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

1. Armatures longitudinales :

• **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 cm^2$

2. Armatures transversales :

• **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 40 = 1,449cm^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 35 = 1,27cm^2$

Exemple de calcul :

➤ **Ferraillage de la poutre principale (30×40) cm² :** 40

a. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 86,86 \text{ KN.m}$$

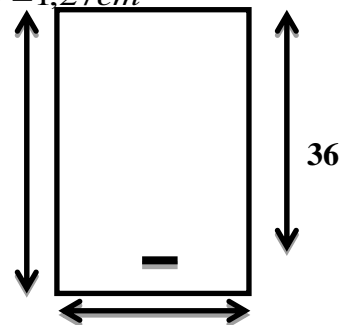


Figure VI.1 : Section de calcul en travée.

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{86860}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = \text{cm}$$

$$\mu = < \mu_{AB} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{86860}{348 \times 0,92 \times 36} = 7,5 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 63,47 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{86860}{63470} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,21 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{\text{Acc}} = 87,51 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{87510}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,121$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,121 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Avec : $\delta_s = 1$ (situations accidentelles)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{87770}{400 \times 0,94 \times 36} = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 7,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T14 \quad A=7,70 \text{ cm}^2$$

b. En appuis

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -145,40 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{145400}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,26$$

$$\mu = 0,26 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,38$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,84$$

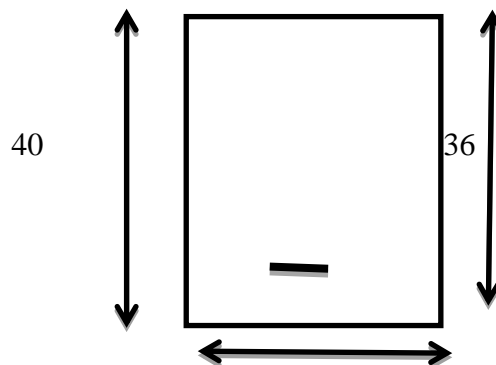


Figure VI.2 : Section de calcul en appuis

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{145400}{348 \times 0,84 \times 36} = 13,81 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -105,48 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{145400}{105480} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,39 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{\text{acc}} = -135,23 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{135230}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,19$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,19 < \mu_L = 0,379 \quad \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,26$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,896$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^{\text{Acc}} = \frac{M_a^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{135230}{400 \times 0,896 \times 36} = 10,48 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 13,81 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$9\text{T14} \longrightarrow A = 13,85 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\text{max}} = 104,04 \text{ KN}$$

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

$$T_u^{\text{max}} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = 104040 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

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

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales [Article CBA93/A.5.1.3.2] :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{\text{max}} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 7,70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 10^{-2} \times \left[104040 + \frac{145400}{0,9 \times 36} \right] = 3,12 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{104040}{30 \times 36 \times 100} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

- **Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,21 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre +1 étrier).

- **L'espacement des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3] :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,88 - 0,3 \times 2,1)} = 50,38 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(32,4; 40) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003)

- **Zone nodale**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

➤ **Vérification des armatures transversales :**

- **Zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

• **Zone courante**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \phi_{\max}$

Types de poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Armatures choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,63	6,75	7,5	6T14	9.24	56
	Appuis			13,81	9T14	13,85	56
Poutre secondaire	Travée	1,27	5,25	7,20	6T14	9.24	56
	Appuis			7,50	6T14	9.24	56

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif de ferrailage.

VI. 2.3. Dessin de ferrailage de la poutre principale :

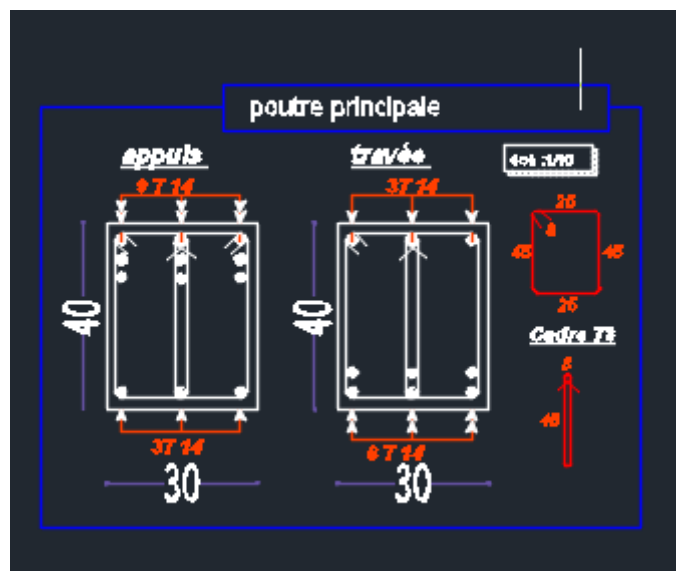


Figure VI.3 : ferrailage de la poutre principale .

VI.2.4. Dessin de ferrailage de la poutre secondaire :

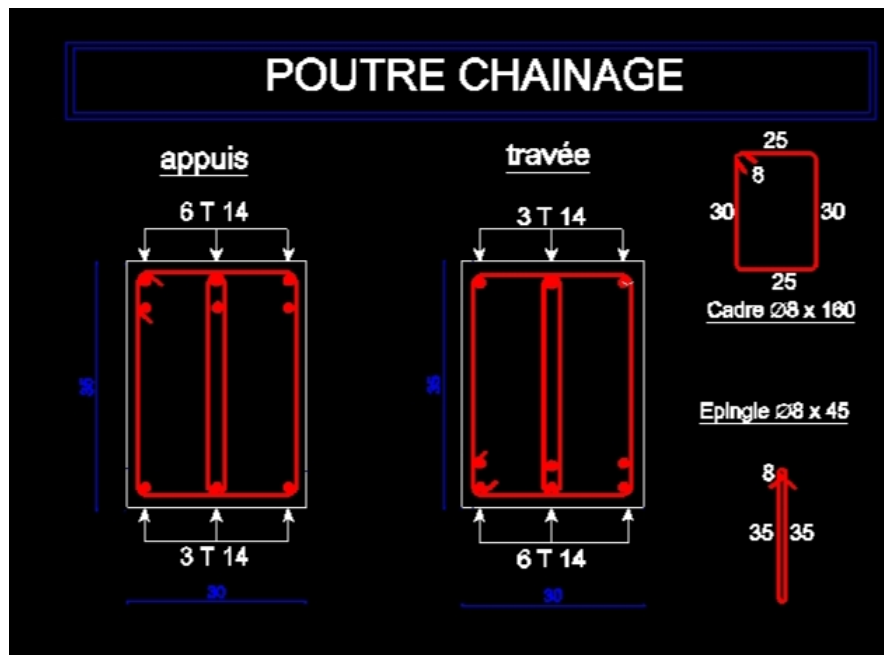


Figure VI.4 : ferrailage de la poutre secondaire.

VI.2.5. 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), 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

$$M_{x \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$$

$$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$$

$$M_{y \max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$$

$$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$$

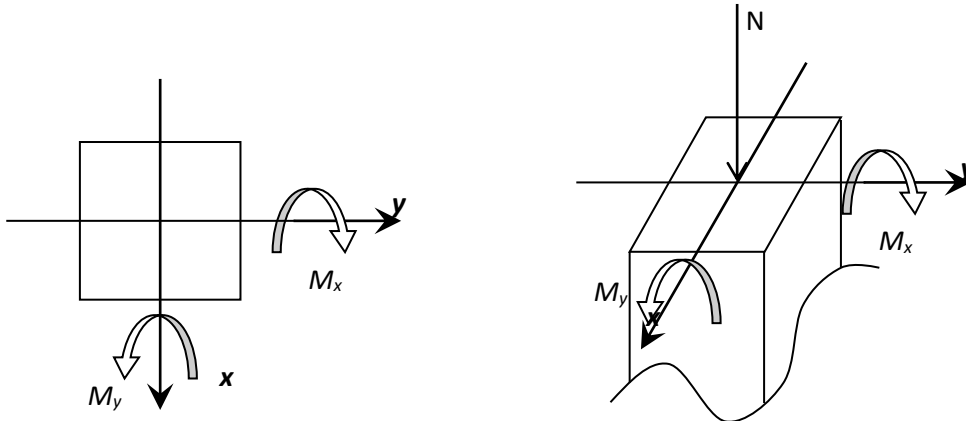


Figure VI.5 :Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et

(G + Q ± E) et (0.8G ± 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.

a) 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 maximale sera de :
 - 4% en zone courante et
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :

- 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 :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

h_e : Hauteur libre entre deux étages.

➤ **Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

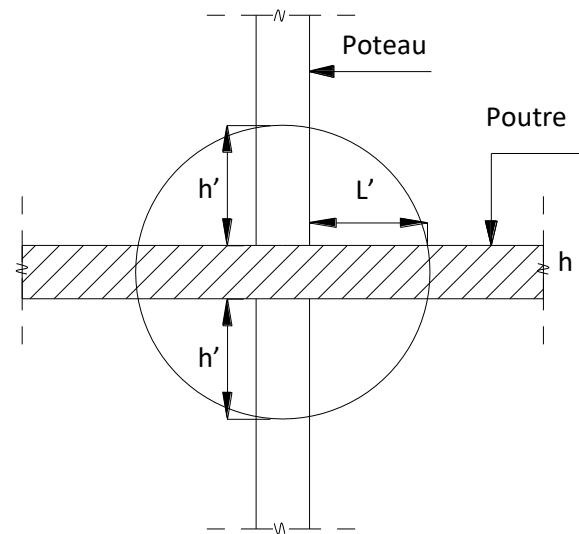


Figure VI.6 : La zone nodale.

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec

B : Section totale du poteau.

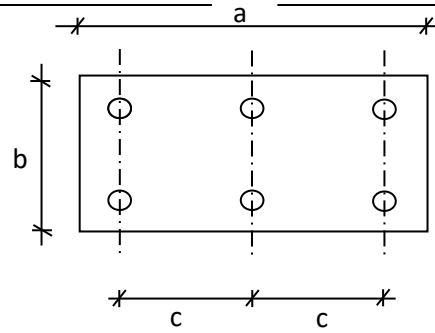
$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \quad \text{Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

Avec :

b : la petite côté du rectangle.



a) 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'élanement géométrique λ_g .

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donnée comme suit}$$

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

φ_{lmin} : Le 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.

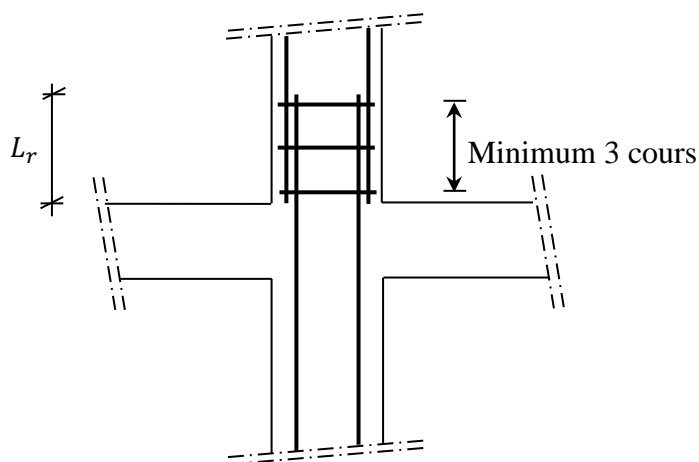


Figure VI.7 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Combinaisons		Les efforts	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N_{max} [KN]	2633,65	1807,49	1145,85	535,97
		M_{Zcor} [KN.m]	3,83	48,36	46,43	42,83
		M_{Ycor} [KN.m]	6,98	-9,39	-9,87	-8,70
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	-91,82	92,50	86,09	-97,97
		N_{cor} [KN]	1021,85	685,88	468,62	90,90
		M_{ycor} [KN]	19,94	-58,53	37,72	0,96
	Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	182,77	-125,27	-98,00	70,92
		N_{cor} [KN]	324,66	155,67	135,97	115,54
		M_{zcor} [KN]	-28,69	-5,05	4,90	44,26
	Cas 4	N_{min} [KN]	-1186,44	-635,18	-216,80	-91,20
		M_{zcor} [KN.m]	-34,50	-12,64	-5,10	-1,20
		M_{Ycor} [KN.m]	35,43	13,48	16,65	51,58

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

➤ Calcul des armatures:

Exemple de calcul :Poteau (55×55) cm

b) Les armatures longitudinales :

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 55 \text{ cm} \quad d = 49,5 \text{ cm} \quad c = 5,5 \text{ cm}$$

1^{ère} Cas :**Sens y-y :**

$$N = 2633,65 \text{ KN} \quad M = 6,98 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{69,8}{2633,65} = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times b \times h \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{263365 - 100 \times 55 \times 55 \times 14,17}{100 \times 348} = -115,60 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{238}{55} = 14,97 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,26}{55} = 0,005 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{14,97}{35} \right)^2 = 1,03$$

$$N_1 = \alpha_1 \times N = 1,03 \times 2633,65 = 2712,65 \text{ kN}$$

$$M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 61,30 \text{ kN.m.}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{61,30}{2712,65} = 0,0225 \text{ m} = 2,25 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

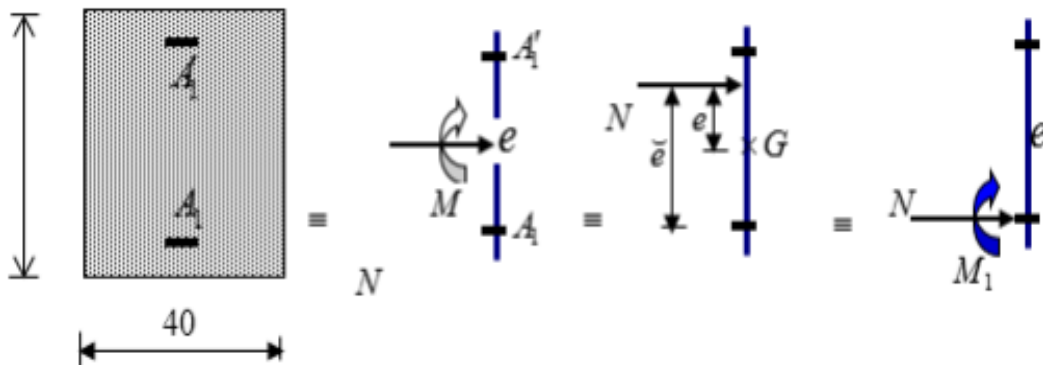


Figure VI.8 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 14,17 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = 603,52 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2712,65 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 591,08 = 602,49 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 21,75 \text{ cm}$$

$$M_1 = 2712,65 \times 21,75 \times 10^{-2} = 591,08 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{59108}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,30$$

$\mu = 0,30 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \dot{A}$ n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,46$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,816$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{591080}{348 \times 0,816 \times 49,5} = 42,05 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 42,05 - \frac{2633,65}{100 \times 348} = -30,59 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens Z-Z:

$$N=2633,65\text{KN} \quad \text{KNMx}=3,83\text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,83}{2633,65} = 0,0014 \text{ m} = 0,14 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times b \times h \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2633650 - 100 \times 55 \times 55 \times 14,17}{100 \times 348} = -47,49 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{238}{55} = 19,97 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L_e}{250}\right) = 2\text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,14}{55} \quad 0,007 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{19,97}{35}\right)^2 = 1,06$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,06 \times 2633,65 = 2791,67\text{kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 59,74\text{kN.m} \end{cases}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{59,74}{2791,67} = 0,021\text{ m} = 2,1\text{ cm} < \frac{h}{2} = 25\text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

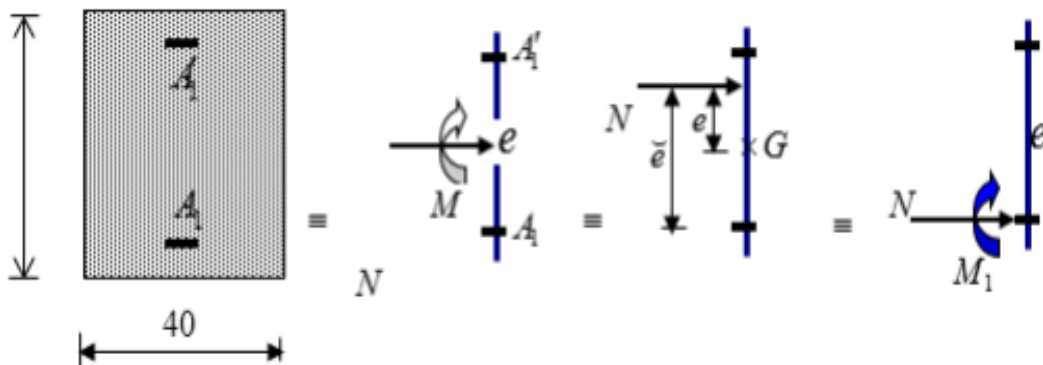


Figure VI.9 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5)14,17 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = 603,52\text{kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 2791,67 \times 10^{-2}(49,5 - 5,5) - 672,79 = 55,54\text{kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 24,1\text{ cm}$$

$$M_1 = 2791,67 \times 28,48 \times 10^{-2} = 672,79\text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{672790}{14,17 \times 55 \times 49,5^2} = 0,35$$

$$\mu = 0,35 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,565$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,774$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{672790}{348 \times 0,774 \times 49,5} = 50,46 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 50,46 - \frac{2633650}{100 \times 348} = -25,2 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} Cas :

$$N=1021,85\text{KN} \quad M_x = 19,94\text{kN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19,94}{1021,85} = 0,0195 \text{ m} = 1,95 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

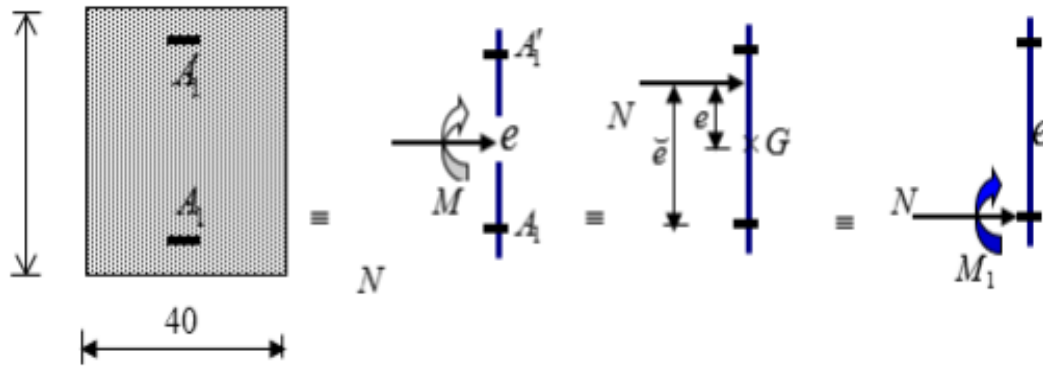


Figure VI.10 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 18,48 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = \mathbf{7871 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1021,85 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 244,73 = 204,88 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,95 + \left(\frac{55}{2} - 5,5\right) = 23,95 \text{ cm.}$$

$$M_1 = 1021,85 \times 23,95 \times 10^{-2} = 244,73 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{244730}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,129$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,95$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24473}{400 \times 0,95 \times 49,5} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1,30 - \frac{102185}{100 \times 400} = -1,25 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} Cas :

$$N=324,66\text{KN} . M_y =182,77\text{kN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18,277}{324,66} = 0,056 \text{ m} = 5,6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

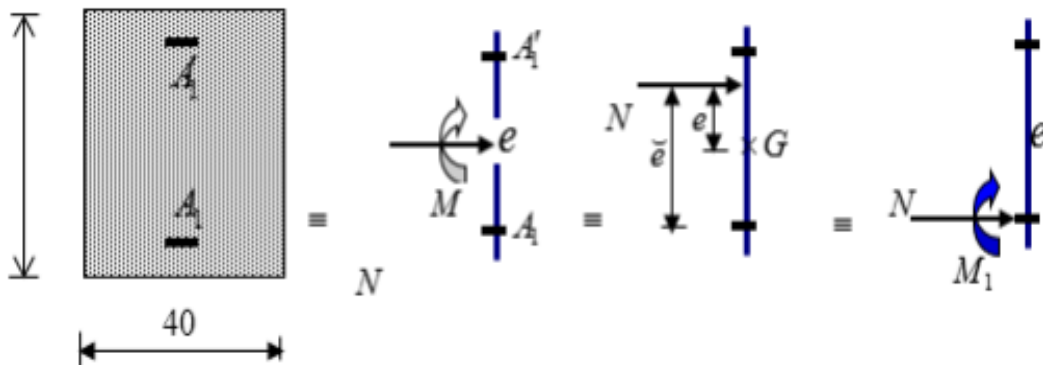


Figure VI.11 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$3. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5)18,48 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = \mathbf{7871 \text{ kN.m}}$$

$$4. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 324,66 \times 10^{-2}(49,5 - 5,5) - 38,96 = 4,15 \text{ kN.m}$$

$$5. M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 5,6 + \left(\frac{55}{2} - 5,5\right) = 27,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = 324,66 \times 27,6 \times 10^{-2} = 89,60 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89600}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{89600}{400 \times 0,982 \times 49,5} = 4,60 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 4,60 - \frac{324660}{100 \times 400} = -3,5 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

4^{émé} Cas :

Sens y-y :

$$N = -1186,44 \text{ kN} \quad M_y = 35,43 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{35,43}{1186,44} = 0,029 \text{ m} = 2,9 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central \rightarrow On a une compression excentrée.

$$\frac{e}{h} = \frac{0,029}{55} = 0,0005 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{19,97}{35}\right)^2 = 1,06$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,06 \times 1186,44 = 1257,62 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 1257,62 \times 4,9 \times 10^{-2} = 61,62 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1186440 - 100 \times 55 \times 55 \times 18,48}{100 \times 400} = -110,09 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{238}{55} = 14,97 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{280}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{61,62}{1257,62} = 0,049 \text{ m} = 4,90 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

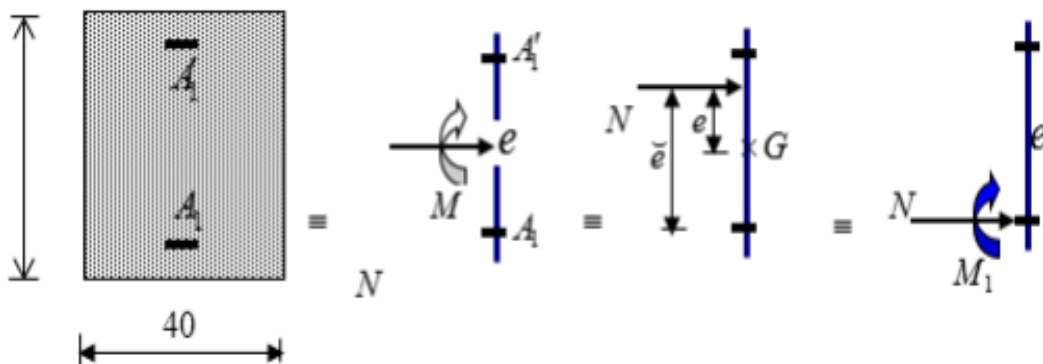


Figure VI.12 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5)18,48 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = 7871 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1257,62 \times 10^{-2}(49,5 - 5,5) - 363,45 = 189,90 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28,9 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1257,62 \times 28,9 \times 10^{-2} = 363,45 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{363450}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,146$$

$$\mu = 0,146 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,198$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,923$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{353160}{400 \times 0,923 \times 49,5} = 19,32 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 19,32 - \frac{1186440}{100 \times 400} = -10,34 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$N = 1186,44 \text{ kN} \quad M_x = -34,50 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{34,50}{1186,44} = 0,029 \text{ m} = 2,9 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central \rightarrow On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times b \times h \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1186440 - 100 \times 55 \times 55 \times 18,48}{100 \times 400} = -110,09 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme :

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{238}{55} = 14,97 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{340}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,029}{55} = 0,0005 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{10,43}{35} \right)^2 = 1,06$$

$$N_1 = \alpha_1 \times N = 1,06 \times 1186,44 = 1257,62 \text{ kN}$$

$$M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 1257,62 \times 4,9 \times 10^{-2} = 61,62 \text{ kN.m}$$

• **Position du point d'application de l'effort N_1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{61,62}{125,62} = 0,489 \text{ m} = 4,9 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

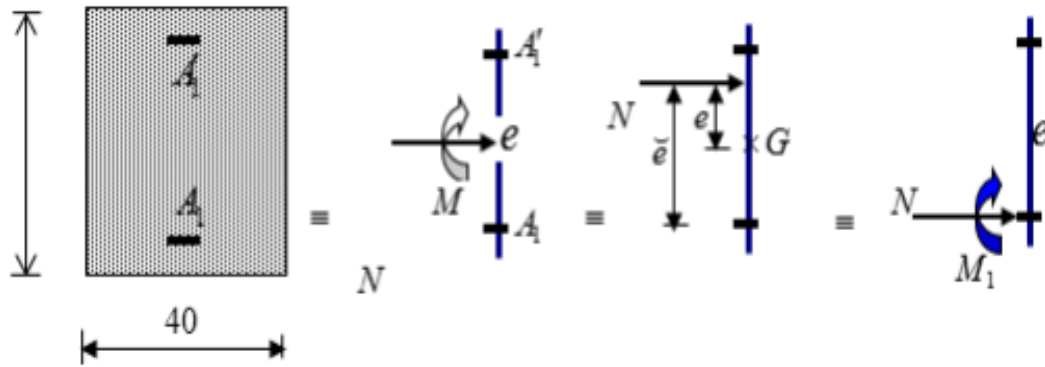


Figure VI.13 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) 18,4 \times 55 \times 55 \Rightarrow (1) = \mathbf{7871 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1257,62 \times 10^{-2} (49,5 - 5,5) - 338.299 = 215,05 \text{ kN.m.}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26,9 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1257,62 \times 26,9 \times 10^{-2} = 338,299 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{338299}{18,48 \times 55 \times 49,5^2} = 0,136$$

$$\mu = 0,170 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,182$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,927$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{338299}{400 \times 0,927 \times 49,5} = 18,43 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 18,43 - \frac{1186,44}{100 \times 400} = -11,23 < 0 \rightarrow A_{FC} = 0 \text{ cm}^2$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)

Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\varnothing_1; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $\delta_t \leq 15\varnothing_1 = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{55} = 4,32$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,55\% \times b \times \delta_t = 0,0055 \times 55 \times 10 = 3,025 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = \left(\frac{340}{6}; 55; 55; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\varnothing_{l_{\max}}$

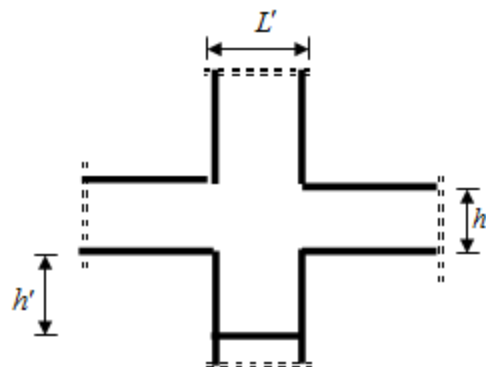


Figure VI.14 : La zone nodale.

➤ **Armatures minimales :**

Selon le BAEL 91 : $A_{\min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right]$

Selon le RPA : $A_{\min} = 0,8\% B$

Poteaux	Dimensions	$A_{BAEL} 0,2 \times \frac{b \times h}{100}$	$8 \times \frac{b+h}{100}$	$A_{RPA} 0,008 \times b \times h$
S-sol → 1 ^{ère}	(55x55)	6,02	8,8	24,2
2 ^{ème} → 4 ^{ème}	(50x50)	5	8	20
5 ^{ème} → 7 ^{ème}	(45x45)	4,05	7,2	16,2
8 ^{ème} → 10 ^{ème}	(40x40)	3,2	6,4	12,8

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.

Remarque :

Les armatures des autres poteaux sont obtenues (ROBOT EXPERT)

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Sections	A_{cal} [cm ²]	A RPA [cm ²]	Choix	A [cm ²] adopté	Recouvrement
(55x55)	5,7	24,2	4T20+ 8T16	28,65	80
(50x50)	7,8	20	4T16+8T14	20,36	64
(45x45)	6,3	16,2	4T16+4T14+4T12	18,72	56
(40x40)	5	12,8	8T14+2T12	14,57	56

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

VI.2.6. Ferrailage du poteau

a. Ferrailage du poteau 1 (55 × 55) :

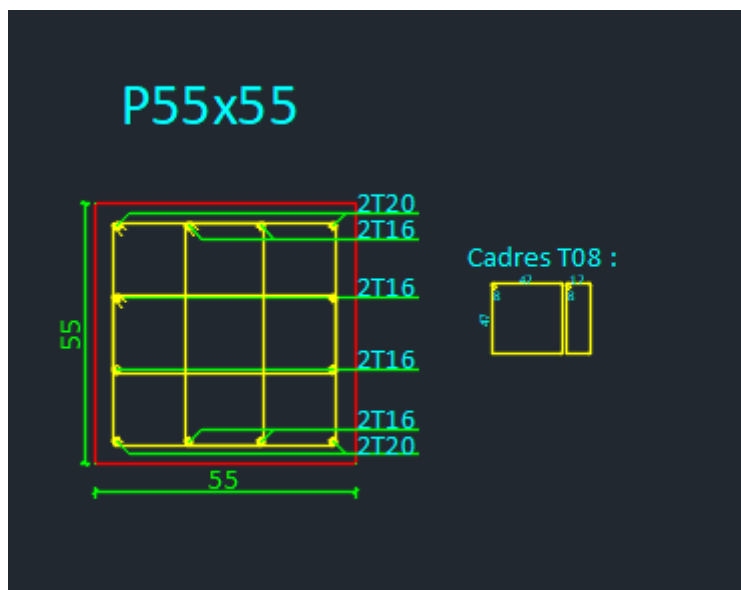


Figure IV.15 : Ferrailage du poteau (55× 55).

b. Ferrailage du poteau 2 (50× 50) :

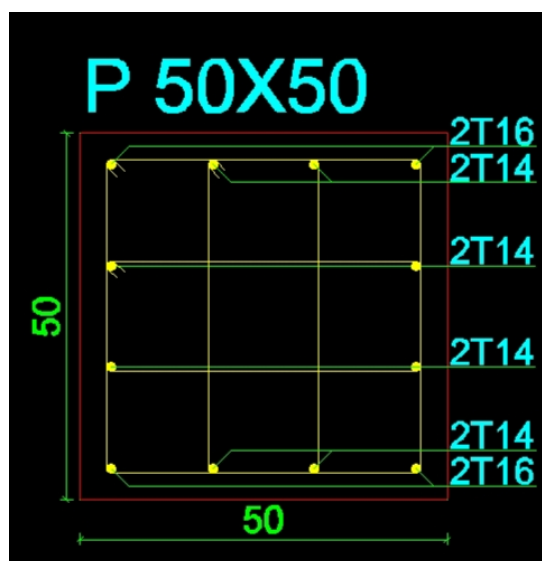
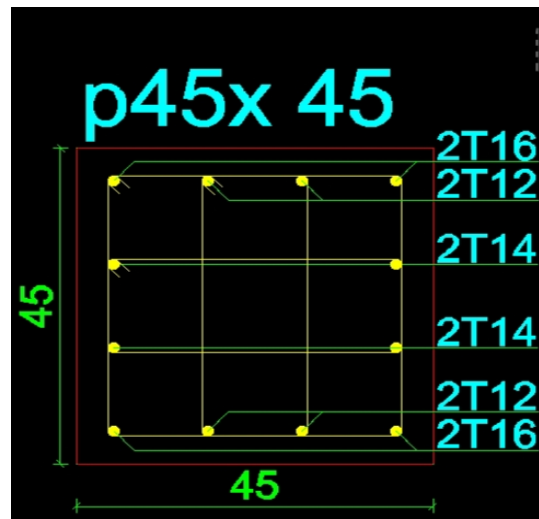
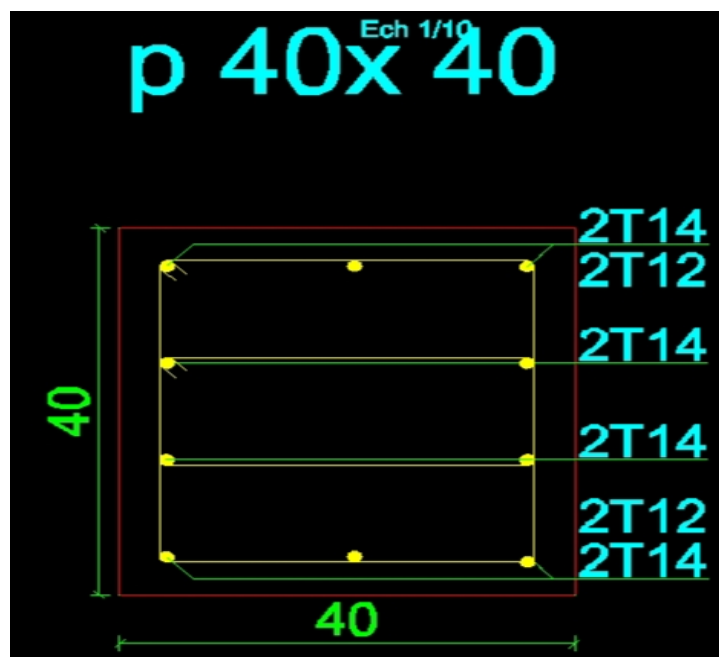


Figure IV.16 : Ferrailage du poteau (50× 50)

c. Ferrailage du poteau 3 (45× 45) :



d. Ferrailage du poteau 2 (40× 40) :



Chapitre VII

Etude des voiles

VII.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au s

éisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement,
- Voile périphérique au sous sol.

VII.2. Voile périphérique :

Selon le [RPA99/V2003-Article7.5.2.1] 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.

VII.2.1. Détermination des sollicitations :

➤ Calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3 \times 0,20 = 0,6 \text{ m}^3$$

Avec :

$$h = H - 40 = 300$$

H : hauteur du sous sol.

h : hauteur du voile.

$$P_{pr} = 2500 \times 0,6 = 1500 \text{ Kg}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$N = 1,35 \times 15 = 20,25 \text{ KN}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$N = P_{pr} = 15 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la poussée des terres:**

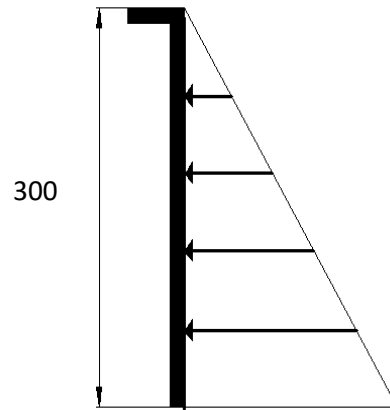


Figure VII.1 : Contrainte du voile.

h : la hauteur de voile ; $h = 300$

φ : Angle de frottement ; $\varphi = 35^\circ$

$\bar{\gamma}$: Poids volumique des terres ; $\bar{\gamma} = 1700 \text{ Kg/m}^3$

K_a : Coefficient de poussée des terres obtenues à partir de la table de Caquot et Kristel ;

$$K_a = 0.247$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_a \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 300 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 3 = 12,597 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme un panneau qui s'appuie sur 4 côté avec une charge uniformément répartie q [Figure VI.7]

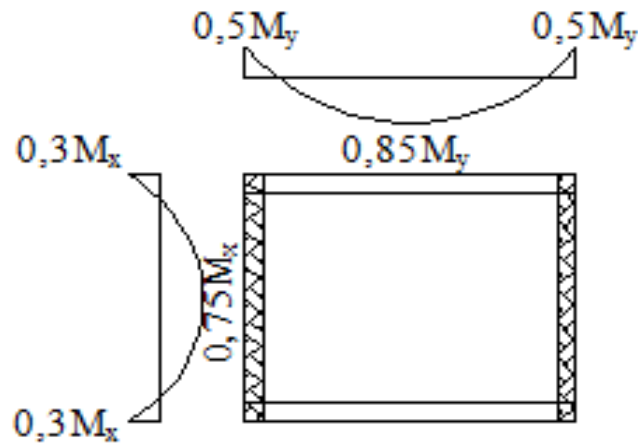


Figure VII.2: Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \Rightarrow q = 6,30 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Combinaisons fondamentales**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q = 850,29 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q = \bar{q}_u \times 1,00 = 850,29 \text{ daN/ml}$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$\bar{q}_{ser} = 630 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 630 \text{ daN/ml}$

Calcul des sollicitations

➤ **Coefficient de poisson :**

$\nu=0$ ELU (béton fissuré)

$\nu=0,2$ ELS (béton non fissuré)

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} ; \text{ avec } l_x \leq l_y \Rightarrow \xi = \frac{300}{485} = 0,61 > 0,4$$

Donc, la dalle porte suivant deux sens.

$$\text{ELU} : \begin{cases} \mu_x^u = 0,0808 \\ \mu_y^u = 0,3075 \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0857 \\ \mu_y^{ser} = 0,4781 \end{cases}$$

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 618,33 \text{ kN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow M_y^u = 190,14 \text{ kN.m}$$

✓ Etat limite service (E.L.S) :

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 485,91 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \Rightarrow M_y^{ser} = 232,31 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$a = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \emptyset = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

Combinaisons	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment en travée [daN.m]	525,58	413,02	142,61	174,23
Moment en appui [daN.m]	309,17	242,95	57,04	69,69

Tableau VII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

VII.2.2. Calcul de ferrailage du voile périphérique:

Le ferrailage est le même en appui et travée donc on prend le max.

➤ En travées (sens X-X) :

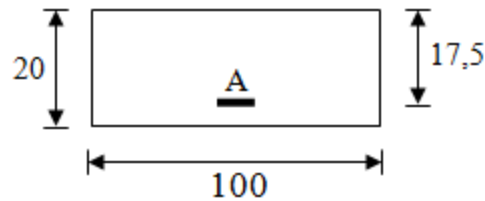


Figure VII.3: Section de calcul en travées.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 5255,8 \text{ N.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5255,8}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,03$$

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

➤ Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5255,8}{348 \times 0,988 \times 17,5} = 0,873 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 17,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A1 = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 2,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{ser} = 4130,2 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,85 = 29,75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,67 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,67^3}{3} + 15 \times 5,65(17,5 - 4,67)^2$$

$$I_1 = 17345,52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4130,2}{17345,52} = 0,238$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 45,8 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1,6\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 45,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

➤ **En travée (sens Y-Y) :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ty}^u = 142,61 \text{ daN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1426,1}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ;}$$

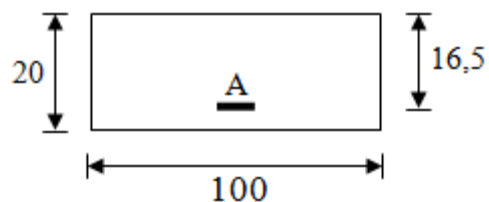


Figure VII.4: Section de calcul en travées.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1426,1}{348 \times 0,999 \times 16,5} = 0,24 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T12 \longrightarrow A=5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{ser} = 174,23 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,85$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,85 = 28,05$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 4,51 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,51^3}{3} + 15 \times 5,65(16,5 - 4,51)^2$$

$$I_1 = 15241,47 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1742,3}{15241,47} = 0,11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,496 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 19,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,496 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s = 19,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

➤ **En appuis :**

Sens x-x :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 3091,7 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3091,7}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,0071$$

$$\mu = 0,0071 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,01$$

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3091,7}{348 \times 0,99 \times 17,5} = 0,512 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

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

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ax}^{ser} = 2429,5 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,59 = 19,47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,86^3}{3} + 15 \times 3,86(16,5 - 3,86)^2$$

$$I_1 = 11167,73 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{2429,5}{11167,73} = 0,22$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 41,71 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 41,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

Sens y-y :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 570,4 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{570,4}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,0015$$

$$\mu = 0,0015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0125$$

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{570,4}{348 \times 0,99 \times 16,5} = 0,1 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_a^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

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

$$(T12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^{ser} = 696,9 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,59 = 19,47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,86^3}{3} + 15 \times 3,86(16,5 - 3,86)^2$$

$$I_1 = 11167,73 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2429,5}{11167,73} = 0,22$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 41,71 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = 41,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

➤ Conclusion :

Le ferrailage sera deux nappes, T12 espacés de 15 cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal, on adopte deux nappes de T10 espacés de 15 cm.

VII.2.2. Dessin de ferrailage :

Figure VII.9 : Ferrailage du voile périphérique.

VII.3. Les voiles de contreventement

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis a vis des charges horizontales.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

- Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).
- Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage ρ_H
- Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

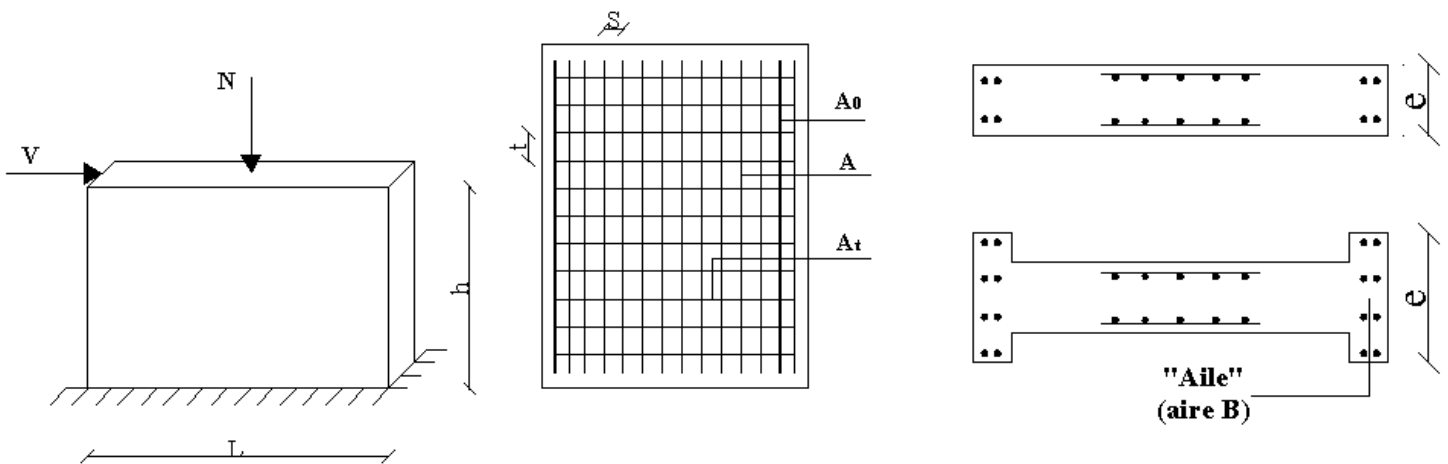


Figure VII.5 :Disposition du ferrailage d'un voile et un schéma d'un voile pleine

➤ **Armatures verticales :**

Les armatures du voile sont sollicités suivant deux sens, ils seront destinées à prendre les effets de la flexion composée et calculé avec l'effort tranchant [RPA99/7.7.4], ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ; d'après [Article7.7.1.1].

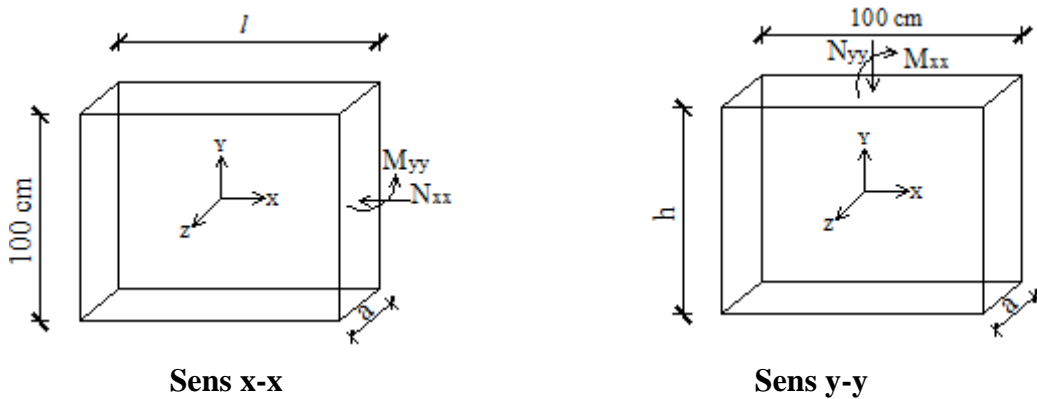


Figure VII.6 : Les sollicitations de calcul du voile.

➤ **Condition du RPA99 (version 2003) [7.7.4.1] :**

- ✓ A chacune des extrémités du voile → $AV \geq 4HA10$.
- ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1; A_2)$$

➤ **Espacement des barres verticales :**

- $S = \min (1,5e ; 30\text{cm})$ → en zone courante.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

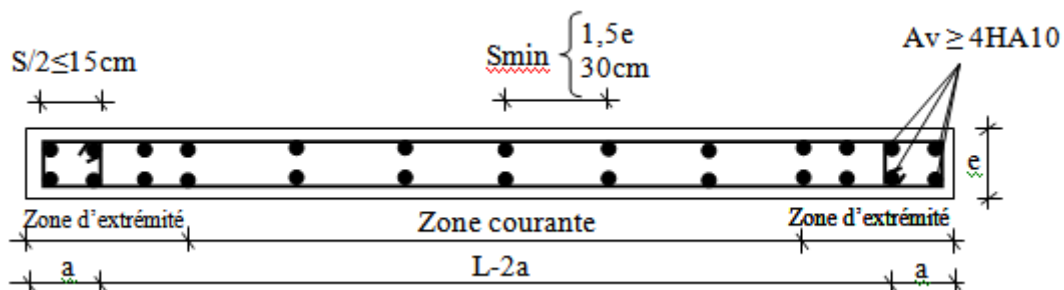


Figure VII.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont des armatures de répartition.

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **Règles commune pour les armatures verticales et horizontales :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Section minimale des armatures verticales et horizontale des trumeaux est :
 - ✓ 0,15% de la section globale du voile
 - ✓ 0,10% en zone courante.
- L'espacement des aciers horizontaux et verticaux : $S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$

Longueur de recouvrement :

- 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Méthode de calcul :**

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI.

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage :

1^{er} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L}$)

2^{ème} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_V avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_V \leq A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$ on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_V > A_{\min} = 0,2\% \text{ a.L} \rightarrow$ on ferraille avec A_V .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimal qui est le suivant : $A_h = 0,15\% \text{ a.100 (1 ml)}$.

3^{ème} cas :

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul alors le volume des contrainte pour la zone tendue.

VII.3.1. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :

Pour le calcul du ferrailage on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel « ETABS 2017 » :

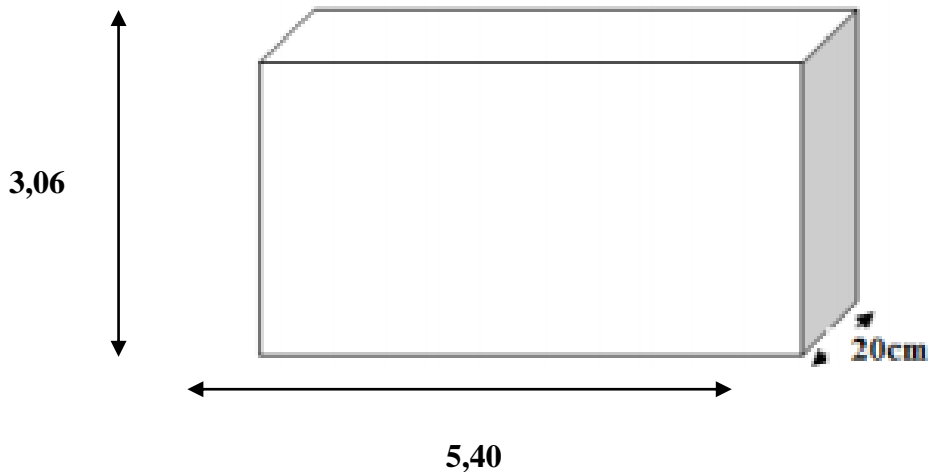


Figure VII.8 :Voile le plus défavorable.

➤ **Calcul des armatures verticales :**

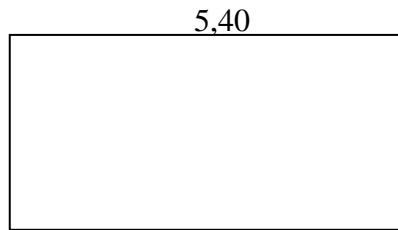
Les sollicitations sont données par ROBOT et sont représentées sur le tableau si dessous :

Cas 1		Cas 2	
M_{max} [KN.m]	N_{corr} [KN]	N_{max} [KN]	M_{corr} [KN.m]
28,61	-101,34	-2124,43	-3,79

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations max.

➤ 1^{er} cas :

$$\begin{cases} M_{max} = 28,61 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = -101,34 \text{ KN} \end{cases} \quad 0,20$$



La section de calcul est de dimensions (20×540) cm

Figure VII.9 : Section de calcul.

b = 20 cm ; h = 540 cm

➤ Détermination la nature de la section du voile :

- Les caractéristiques géométriques du voile :

I : inertie du voile en (m⁴) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,4^3}{12} = 2,71 \text{ m}^4$$

Ω : surface en plan du voile en (m²) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,4 = 1,08 \text{ m}^2$$

V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = 2,7 \text{ m}$$

- Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{101,34}{1,08} + \frac{28,61 \times 2,7}{2,71}$$

$$\sigma_a = 122,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{101,34}{1,08} - \frac{28,61 \times 2,7}{2,71}$$

$$\sigma_b = 65,33 \text{ KN/m}^2$$

Donc $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armées par le minimum exigé par le RPA 2003.

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3}).$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1m (L=1m)

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq \frac{a}{10} \rightarrow D = \frac{200}{10} \rightarrow D \leq 20\text{mm}$$

On prend D= 12mm

L'espacement :

Selon le BAEL91 (2) ; on a

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (2a ; 33\text{cm}) \\ S_t \leq \min (40 ; 33\text{cm}) \\ S_t \leq 33\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99(1) on a

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (1,5a ; 33\text{cm}) \\ S_t \leq \min (30 ; 30\text{cm}) \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (S_t(\text{BAEL}) ; S_t(\text{RPA99})) \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

On adopte un espacement de 20cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5T12=5.65cm²/ml

- **Calcul des armatures horizontales :**

D'après le RPA99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12=5.65\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

- **Calcul des armatures transversales :**

D'après le RPA99 (version 2003), dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ ou moins ; on prend donc 4Ø6 par m^2 .

Disposition des armatures :

Armatures verticales :

- ✓ Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- ✓ La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le RPA 99 version 2003 [1].
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St2= 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée

$L= 540\text{cm} \rightarrow L10= 54\text{ cm}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et au bord libre qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a ; 30\text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10

de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ 1^{er} cas :

$$\begin{cases} N_{\max} = -2124,43 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = -3,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Détermination la nature de la section du voile :

Les caractéristiques géométriques du voile :

I : inertie du voile en (m^4) :

$$I = \frac{0,20 \times 5,4^3}{12} = 2,71 \text{ m}^4$$

Ω : surface en plan du voile en (m^2) :

$$\Omega = 0,20 \times 5,4 = 1,08 \text{ m}^2$$

V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = 2,7 \text{ m}$$

Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2124,43}{1,08} + \frac{3,79 \times 2,7}{2,71}$$

$$\sigma_a = 1970,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2124,43}{1,08} - \frac{3,79 \times 2,7}{2,71}$$

$$\sigma_b = 1963,28 \text{ KN/m}^2$$

Donc $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armées par le minimum exigé par le **RPA 2003** .

• Calcul des armatures verticales :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L \quad (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3}).$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1m ($L=1\text{m}$)

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq \frac{a}{10} \rightarrow D = \frac{200}{10} \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

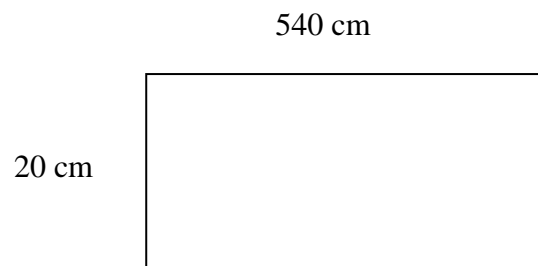


Figure VII.10 :Section de calcul.

On prend $D= 12\text{mm}$

L'espaceur :

Selon le BAEL91 (2) ; on a

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (2a ; 33\text{cm}) \\ S_t \leq \min (40 ; 33\text{cm}) \\ S_t \leq 33\text{cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99(1) on a

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (1,5a ; 33\text{cm}) \\ S_t \leq \min (30 ; 30\text{cm}) \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (S_t(\text{BAEL}) ; S_t(\text{RPA99})) \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

On adopte un espaceur de 20cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12=5.65\text{cm}^2/\text{ml}$

• **Calcul des armatures horizontales :**

D'après le RPA99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12=5.65\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espaceur de 20cm.

• **Calcul des armatures transversales :**

D'après le RPA99 (version 2003), dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ ou moins ; on prend donc $4\emptyset 6$ par m^2 .

Disposition des armatures :

Armatures verticales :

- ✓ Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- ✓ La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le RPA 99 version 2003 [1].
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espaceur des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espaceur d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$L = 540 \text{ cm} \rightarrow L10 = 54 \text{ cm}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et au bord libre qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VII.3.2. Dessin de ferrailage :

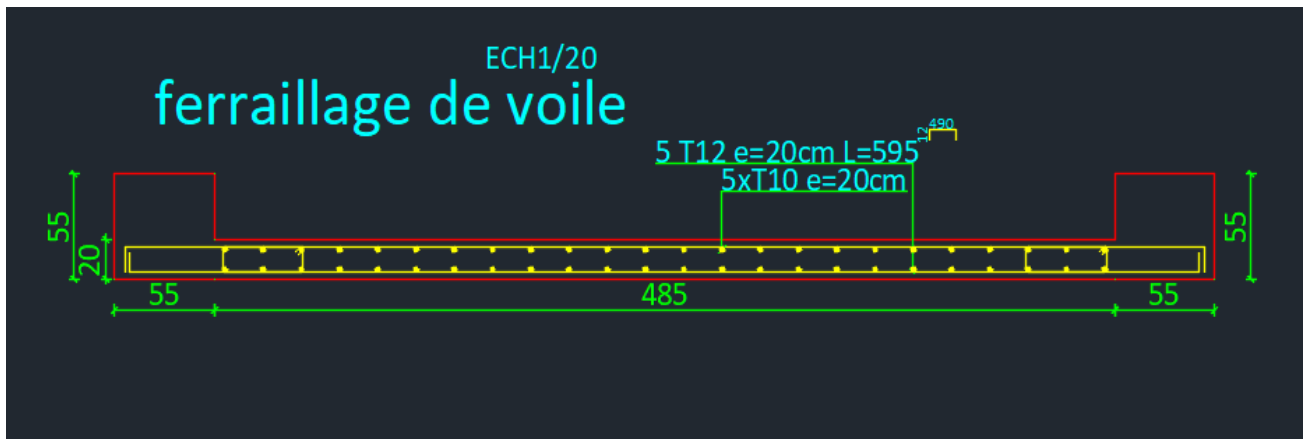


Figure VII : Ferrailage du voile de contreventement.

Chapitre VIII

Etude

De

L'Infrastructure

VIII.1.Introduction :

Les fondations constituent l'infrastructure d'un ouvrage donc, leur rôle est de transmettre les charges de la superstructure au bon sol, à cette raison le calcul de ces éléments ne veut se faire que si on connaît la superstructure et les caractéristiques physiques et mécaniques du sol sur lequel la structure s'appuie

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- le mode de contreventement de la structure (portiques)
- le type de sol (dur, ferme, meuble)
- la profondeur du bon sol

VIII.2.Choix du type des fondations :

Type d'ouvrage construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

VIII.3.La capacité portance de terrain de fondation :

La charge totale transmise au sol.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

VIII.4.Classification des fondations :

Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)

Les fondations semi-profondes

Fondation profonde (semelle sous pieux)

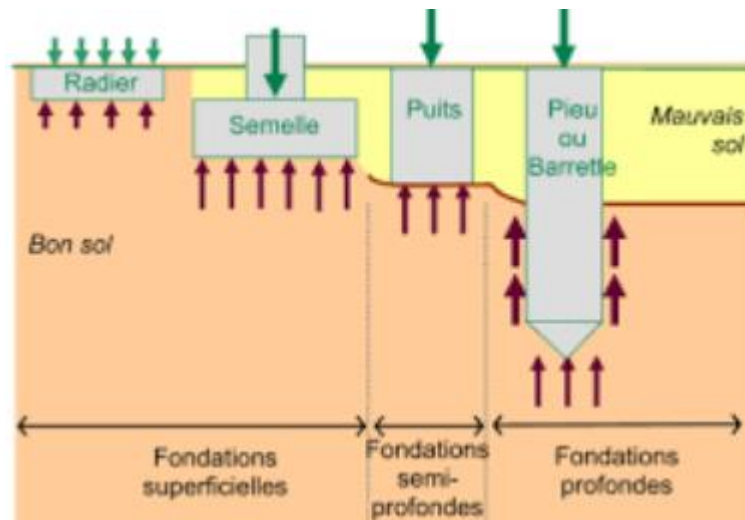


Figure VIII.1: Types des fondations superficielles.

Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1) [1], se fait sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

D'après le DTR BC.2.33.1 :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.5. Vérification de type des semelles :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sols.

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec: —


N : effort normale a la semelle considérée

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte du sol = 2.5bars

N max = -59296,01KN

$$S_{semelle} \leq \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \text{ Donc : } S_{semelle} \leq 237.18 \text{ m}^2$$

A l'aide de logiciel ROBOT. On a la surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 396.72 \text{ m}^2$

Répartition ...	rendre en compte	
Modèle de ...	coque	
Géométrie		
Définition d...		
Surface	396,720	[m2]
Type d'objet	Contour	
Segments	4	
Caractéristiques		
Epaisseur...	RADIER	
Matériau	BETON25	

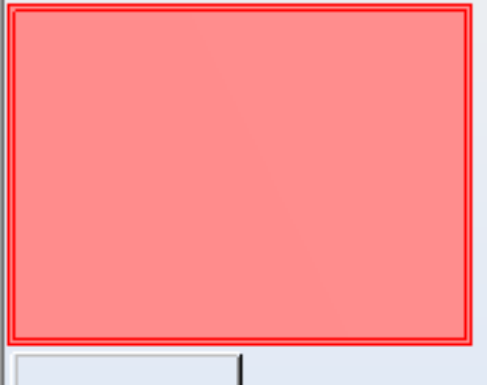


Figure VIII.2: Surface de radier

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{237,18}{396,72} = 0,59$$

La surface totale des semelles isolées représente 59 % de la surface du bâtiment.

Note : Vu que La surface totale des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

VIII.6. Etude du radier:

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants :

- ✓ Aucune difficulté de coffrage.
- ✓ Facilité de mise en œuvre du béton.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ Rapidité d'exécution.

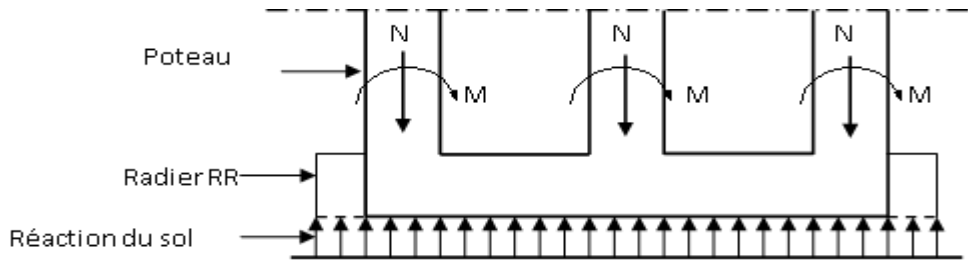


Figure VIII.3: Schéma statique du Radier

VIII.6.1. Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

a) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Tel que :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par } L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

I : inertie du radier $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol.

Avec:

K = 50MPa/m → pour un très mauvais sol.

K = 40 MPa/m → pour un sol de densité moyenne.

K = 120 MPa/m → pour un très bon sol.

Pour notre cas K= 40 MPa/m (sol de densité moyenne).

L_{\max} : La longueur maximale entre les poteaux $L_{\max}=5.40\text{m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3,2 \times 10^4)} \left(\frac{2 \times 5,40}{3,14}\right)^4} = 0,93 \text{ m}$$

⇒ On prend $h = 100 \text{ cm}$

b) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{540}{8} \leq h_r \leq \frac{540}{5} \Rightarrow 67,5 \leq H_r \leq 108 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 100 \text{ cm}$

c) Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 3.91 \text{ m}$ et $L_y = 5.4 \text{ m}$

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

b : Largeur de la semelle pour bande de un mètre linéaire ($b=1 \text{ m}$).

avec: $\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9 \times h_r}$ et $T_{\max} = \max(T_x; T_y)$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3,91}{5,40} = 0,72 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$\text{Donc : } T_x = q \times \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \times \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{59296,01}{396,72} = 149,36 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 149,36 \times \frac{3,91 \times 5,4}{(2 \times (3,91 + 5,4))} \rightarrow T_x = 169,36 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 149,36 \times \frac{3,91}{3} \rightarrow T_y = 220,26$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = \max(169,36 ; 220,26) \rightarrow T_{\max} = 220,26 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{220,26}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 2,5} \rightarrow h_r \geq 97,89 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : **H= 100 cm**

d) Vérification de non poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance du radier au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_C = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_U : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h: hauteur de la dalle du radier

VIII.6.2. Impacte du poteau sur la dalle du radier

Poteaux du centre (0,55m x 0,55m)	
P_U	246,72t
a	0,55 m
b	0,55 m
h	1 m
U_C	6,2 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	465 t
Contrainte de cisaillement $\tau = P_U / (h \times U)$	39,79 t/m ²
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$	75,00t/m ²
Vérification	Condition vérifiée

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 100\text{cm}$

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \rightarrow \text{On prendra } h_n = 60\text{cm}$$

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{540}{20} = 27 \text{ cm} \rightarrow \text{On prendra } e=40\text{cm}$$

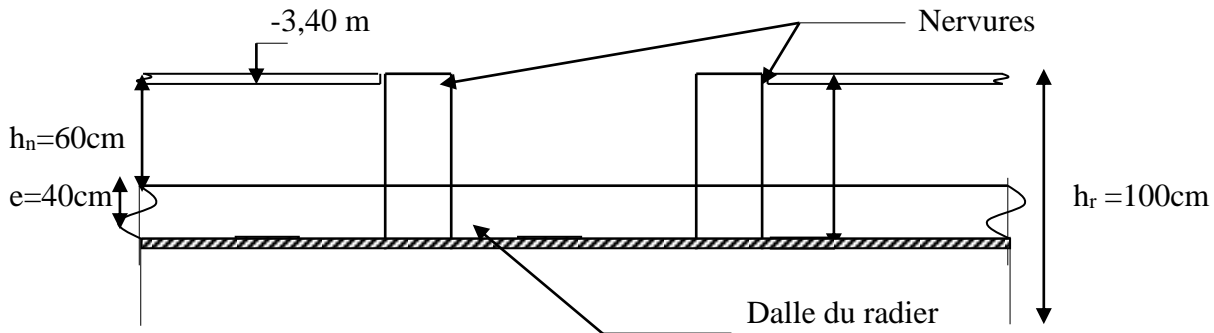


Figure VIII.4: Dimension du radier

VIII.6.3.Vérification des contraintes dans le sol :

Distribution des contraintes à l'ELS

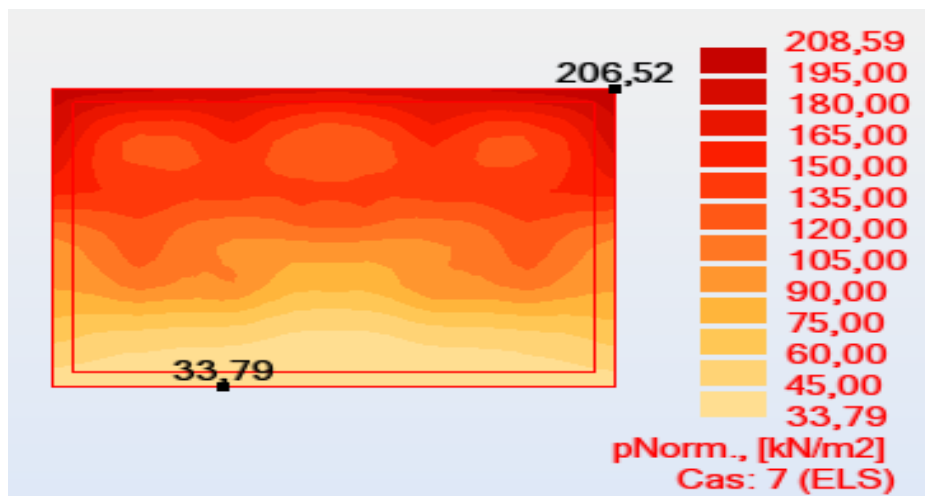


Figure VIII.5: schéma des contraintes de sol à ELS

$$\sigma_{max} = 2.08 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 0.33 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1.64 \text{ Bar} < 2.5 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Distribution des contraintes à l'ELU

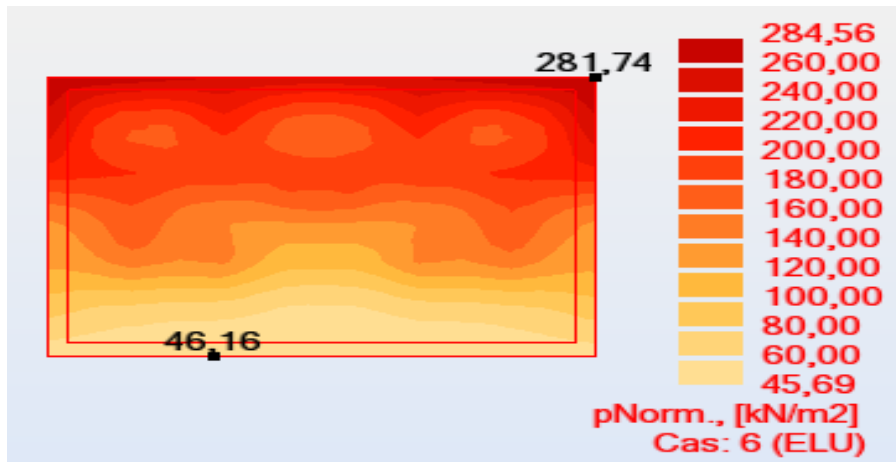


Figure VIII.6: schéma des contraintes de sol à ELU

$$\sigma_{max} = 2,84 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 0,45 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2,24 \text{ Bar} = 2,5 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier : h = 100 cm ; e = 40cm. Surface du radier : S = 396,72 m²

D'après les résultats de ROBOT, on prend :

Moment AXE xx :

ELU

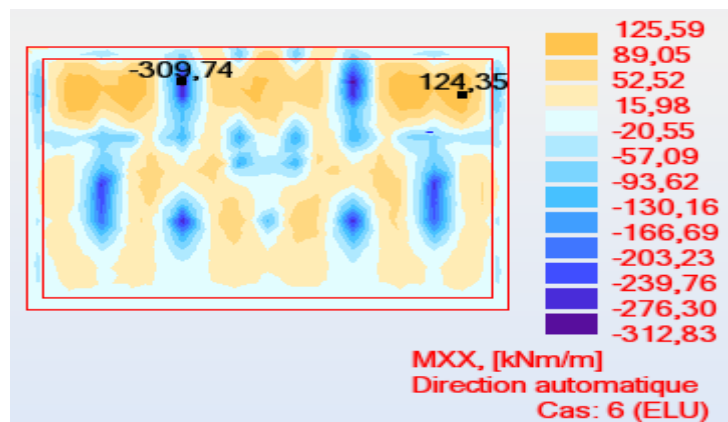


Figure VIII.7: schéma des moments de radier sur axe XX à ELU

ELS

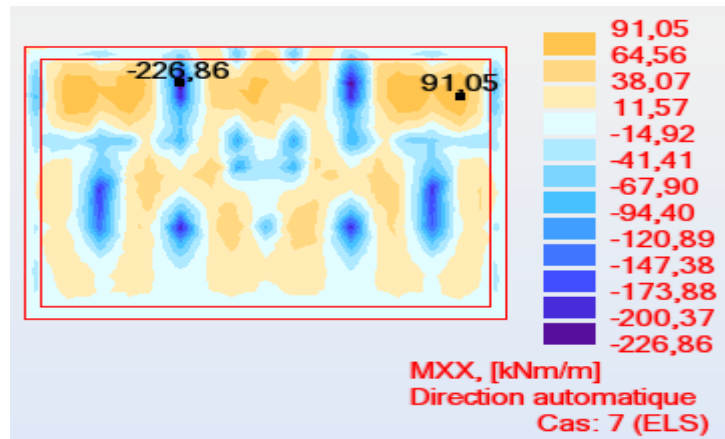


Figure VIII.8: schéma des moments de radier sur axe XX à ELS

Moment AXE yy :

ELU

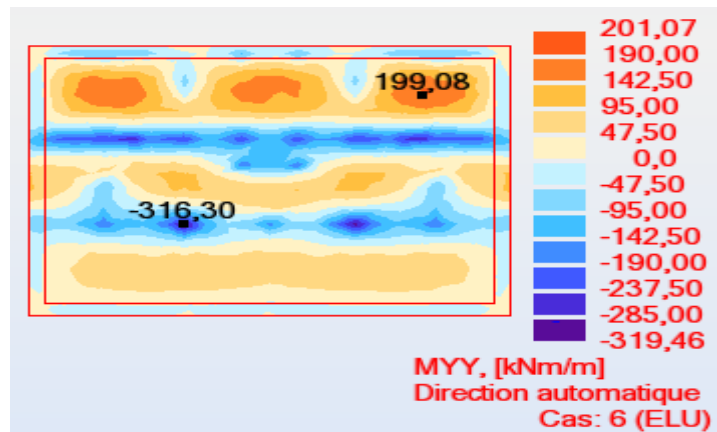


Figure VIII.9: schéma des moments de radier sur axe YY à ELU

ELS

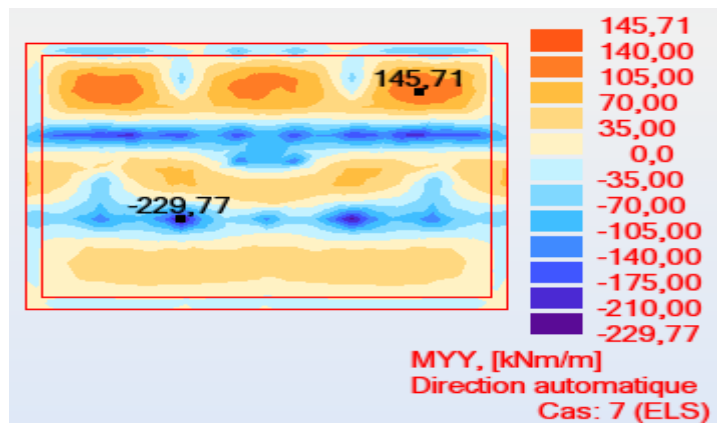


Figure VIII.10 : schéma des moments de radier sur axe YY à ELS

Sollicitation du radier d'après robot :

	$M_{xTRAV}(KN.m)$	$M_{xAPP}(KN.m)$	$M_{yTRAV}(KN.m)$	$M_{yAPP}(KN.m)$
E.L.U	125,59	-312,83	201,07	-319,46
E.L.S	91,05	-226,86	145,71	-229,77

Tableau VIII.1: les différentes sollicitations sur le radier

VIII.6.4.Ferraillage du radier :

➤ Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2cm$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

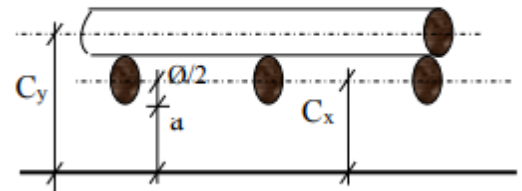


Figure VIII.11 : Enrobage de la dalle du radier.

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

Calcul des armatures :

Sens X-X :

-En travée (ELU):

$$M_u = 125,59 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,068 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{125,59}{348 \times 0,964 \times 36} = 10,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 10,39 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T14/\text{m}_L \longrightarrow A = 12,24 \text{ cm}^2 / \text{m}_L)$$

- **En travée (ELS) :**

$$M_{tyy}^{ser} = 91,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul (Y}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 14,93 \text{ cm.}$$

$$\text{Calcul (I}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 312104,57 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0,02$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 4,35 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\Rightarrow 4,35 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

- **En appuis (ELUR) :**

$$M_u = -312,83 \text{ KN.m} ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \cdot 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,170 \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad \alpha = 0,235; \quad \beta = 0,905 A_u^a = 27.57 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 27.57 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T16/m_L + 8T14 \text{ renforcement}) \longrightarrow A = 28.32 \text{ cm}^2/m_L$$

En appui (ELS) :

$$M_{axx}^{ser} = -226.86 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : $n = 15$

$$(b_0 \cdot y_1^2 / 2) - n \cdot A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \cdot y_1^2 / 2 - n \cdot A_u \cdot d + n \cdot A_u \cdot y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 19.69 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : $n = 15$

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 727851.78 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0,031$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6 \times 13 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6,13 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

Sens Y-Y:
-En travée (ELU):

$$M_u = 201,07 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,109 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,2 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,145$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,941$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{201,07}{348 \times 0,941 \times 36} = 17,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 17,07 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T16+8T12 \text{ renforcement} / \text{m}_L \longrightarrow A = 25,12 \text{ cm}^2 / \text{m}_L)$$

- En travée (ELS) :**

$$M_{t_{yy}}^{ser} = 145,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul (Y}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$(b_0 \times y_1^2 / 2) - n \times A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \times y_1^2 / 2 - n \times A_u \times d + n \times A_u \times y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 8,98 \text{ cm.}$$

$$\text{Calcul (I}_1\text{)} : \quad n = 15$$

$$I_1 = b_0 \times y_1^3 / 3 + n \times A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 236487,28 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0,06$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 5,53 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 5,53 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L.U conviennent

- En appuis (ELUR) :**

$$M_u = -319,46 \text{ KN.m} ; \quad d = 0,9h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,173 \quad \mu \leq \mu_{AB} = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \alpha = 0,240 ; \quad \beta = 0,903 A_u^a = 28,23 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{ax}^u; A_{\min}) = 28,23 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(8T16+8T14 \text{ renforcement cm}^2/\text{mL}) \longrightarrow A = 28,32 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

En appui (ELS) :

$$M_{t_{yy}}^{ser} = -229,77 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \times y_1^2 / 2) - n \times A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \times y_1^2 / 2 - n \times A_u \times d + n \times A_u \times y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 10,92 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \cdot y_1^3 / 3 + n \cdot A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 360414,13 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0,063$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 6,96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

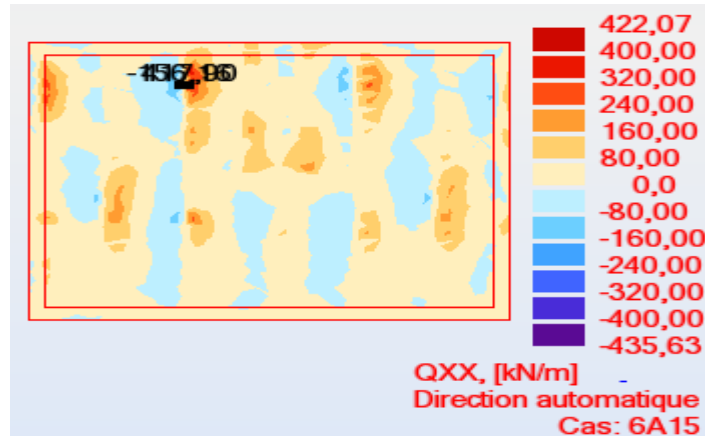
$$\Rightarrow 6,96 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E.L.U conviennent

Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{La fissuration est préjudiciable: } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Sens XX :

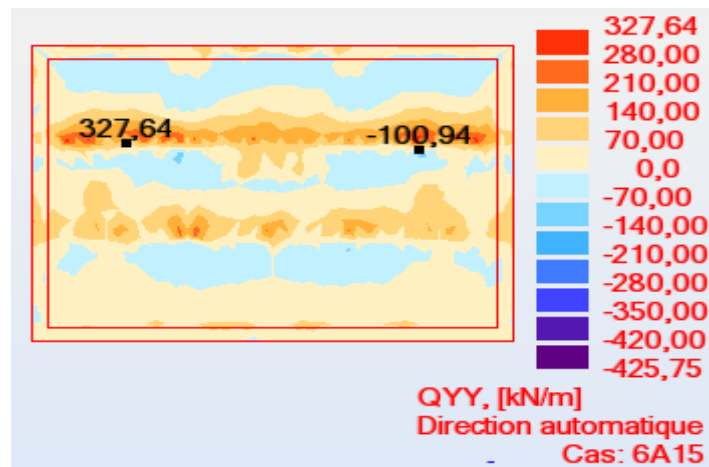


$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$Tu_{max} = 414,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{435,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Sens YY :



$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$Tu_{max} = 425,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{425,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

VIII.6.5. Calcul les poutres de libage (nervure) :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée).

➤ **Poutres :**

ELU :

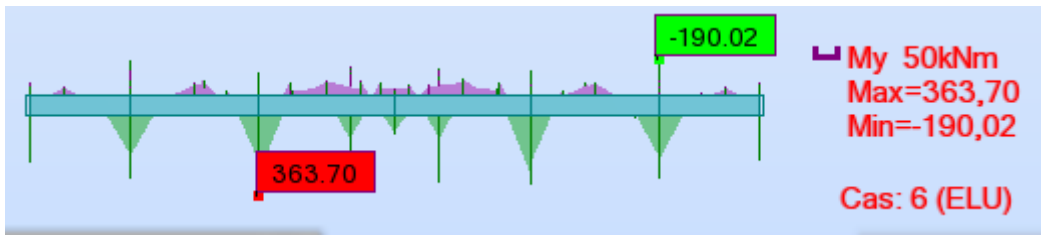


Figure: Schéma des moments sur les nervures à ELU

ELS :

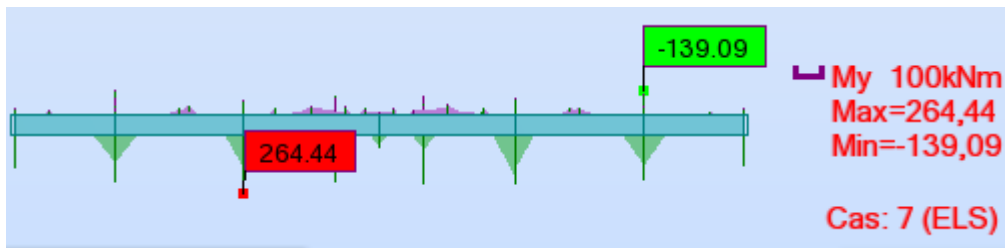


Figure: Schéma des moments sur les nervures à ELS

a)-Poutres principales :

En travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^t = 363,7 \text{ KN.m} \\ M_s^t = 264,44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^a = -190,02 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -139,09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage des poutres :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **En travée :** $M_u^t = 363,7 \text{ KN.m}$ $b = 30 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$ $d = 0,9 \times h = 54 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{363,7}{14,17 \times 30 \times 54^2} = 0,293$$

$$\mu = 0,293 \leq \mu = 0,372 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \alpha = 0,446 \beta = 0,821$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{363,7}{348 \times 0,821 \times 54} = 23,57 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 0,9 \times 60 \times \frac{2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) = 23,57 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(12T16/m_L \longrightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2/m_L)$$

- **En appui : $M_u^a = 190,02 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{190,02}{14,17 \times 30 \times 54^2} = 0,153$$

$$\mu = 0,153 \leq \mu = 0,372 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \alpha = 0,209 \beta = 0,916$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{190,02}{348 \times 0,916 \times 54} = 11,04 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}) = 11,04 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$(4T16+4T14 \longrightarrow A = 14,2 \text{ cm}^2/m_L)$$

En travée (ELS) :

$$M_{t_{yy}}^{ser} = 264,44 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \times y_1^2 / 2) - n \times A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \times y_1^2 / 2 - n \times A_u \times d + n \times A_u \times y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 19,06 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \times y_1^3 / 3 + n \times A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 632292,92 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0.04$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 7,97 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\Rightarrow 7,97 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

En appui (ELS) :

$$M_{tyy}^{ser} = -139,09 \text{ KN.m}$$

Calcul (Y₁) : n = 15

$$(b_0 \times y_1^2 / 2) - n \times A_u (d - y_1) = 0$$

$$b_0 \times y_1^2 / 2 - n \times A_u \times d + n \times A_u \times y_1 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 14,57 \text{ cm.}$$

Calcul (I₁) : n = 15

$$I_1 = b_0 \times y_1^3 / 3 + n \times A_u (d - y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 337111,73 \text{ cm}^4$$

$$K = (M_{ser} / I_1) = 0,04$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 6,01 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6,01 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C. V}$$

Donc les armatures de l'E. L. U conviennent

➤ **Vérification au cisaillement :**

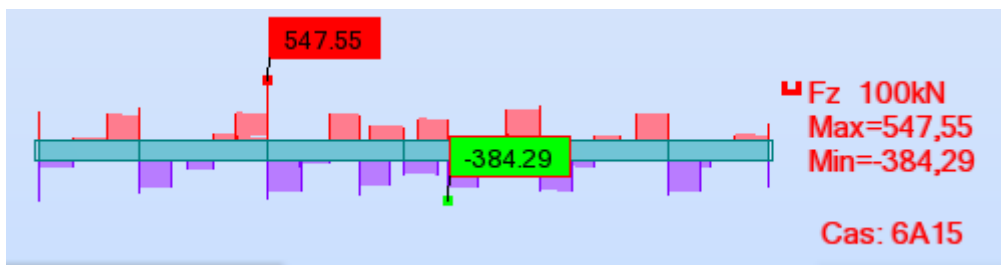


Figure: Schéma des efforts tranchants sur les nervures à ELU

La fissuration est préjudiciable: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$Tu_{\max} = 547,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{547,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow CV$$

VIII.7.Conclusion :

D'après les recommandations données par le rapport géotechnique la fondation optée pour notre structure est de type superficielle (radier général nervuré).

Après avoir vérifié les conditions on a opté un radier nervuré.

La dalle est placée en zone comprimée renforcée par les poutres, qui de ce fait, sont en forme de (T) renversé ce qui donne une grande rigidité au radier.

No table of figures entries found.

No table of figures entries found.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a permis de consolider et d'appliquer l'ensemble des connaissances acquises lors de nos programmes de maîtrise et de licence, ainsi que d'apprendre diverses techniques, concepts et règles mathématiques propres au domaine d'études, dont le RPA (99/version 2003), BAEL91, et comment utiliser des logiciels tels que ROBOT, AutoCad, RDM 6, entre autres. Ainsi, notre étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes :

- ✓ La modélisation doit englober tous les éléments de la structure, pour avoir un comportement proche du réel;
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, et influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes;
- ✓ Il est nécessaire d'équilibrer entre la résistance et l'économie. Il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité totale de la structure tout en assurant l'économie qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage;
- ✓ Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux; ces derniers ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal;
- ✓ Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

En résumé, il faut dire que ce projet Capstone a été pour nous un apprentissage très positif car il représente une étape de transition cruciale entre les mondes académique et professionnel, complémentaires mais distincts l'un de l'autre.