



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



Département Génie Civil

N° d'ordre : M/ /GC /2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage multiple en
Sous Sol + RDC + 9 etages**

Présenté par :

1. Jafar Bader Mahmoud Sabra
2. Mohamed Cheikh Abdallahi

Soutenu devant le jury composé de :

Dr BELHOUARI Fethi
Dr BAHAR Sadek
Dr MALIKI Mustapha

Président
Examineur
Encadrant

Année Universitaire : 2021/ 2022

Remerciements

Nous commençons par remercier le **bon Dieu** tout puissant qui grâce à sa majesté nous avons pu aboutir à finaliser ce projet de fin de cycle.

Nous souhaitons adresser ici tous nos remerciements aux personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce projet. Tout d'abord à Monsieur l'encadreur ***Dr Maliki Mustapha***, pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et sans lui ce projet n'aurait jamais vu ce jour.

Aussi nous tenons à remercier tous les enseignants de la faculté des Sciences et de la Technologie, qui nous a donné beaucoup de remarques concernant notre travail.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis qui nous ont toujours soutenue et encouragé au cours de la réalisation de ce projet.

Dédicaces

Je dédie le fruit de mon travail à mes très chers parents avec autant d'admiration
que d'amour.

Je le dédie à mes frères adorés et à mes sœurs chéries.

A mes tantes et mes oncles.

A tous mes cousins et cousines.

Et à tous mes collègues de la promotion et aussi au département génie civil
Mostaganem.

Mohamed Cheikh Abdallahi

إهداء

اهدي هذا العمل

إلى الأرض المقدسة التي بارك الله حولها.

فلسطين الحبيبة

إلى بلد المليون ونصف مليون شهيد الي أرض الأحرار التي قدمت لنا كل المحبة والاحترام.
الجزائر

إلى من كانوا لقلبي نبض ولعيني نظر، وإلى من كانوا سنداً لي في حياتي.

عائتي

إلى الذين قاسموني همومي وشاركوني أفراحي إلى الذين لم يترددوا لحظة في تقديم المساعدة
والنصيحة وكانوا دوماً في جانبي.

د. هارون صبره

م. أحمد صبره

جعفر بدر محمود صبره

Table des matiers

Introduction Générale	1
CHAPITRE I :Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	2
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage	2
I.3 caractéristiques générales :	2
I.3.1 Caractéristiques géométriques :	2
I.3.2 Caractéristiques du sol :	2
I.3.3 Caractéristiques techniques :	3
I.3.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :	3
I.3.4.1 Béton :	3
I.3.4.2 Acier :	6
I.4 Les hypothèses de calcul:	7
I.5 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions	7
I.5.1. Généralité	8
I.5.2. Etat limite ultime	8
I.6 Choix du système de contreventement	8
I.6.1. Définition	8
I.6.2. Choix du contreventement	8
I.7 Conclusion	9
CHAPITRE II :Pré-dimensionnement	10
II.1. Introduction :	10
II.2 Pré-dimensionnement des Poutres	10
II.2.1 Les poutres principales:	10
II.2.2 Les poutres secondaires :	10
II.3 Les planchers :	11
II.3.1 planchers en corps creux :	11
II.3.1.1 Les poutrelles	12
II.3.1.1.1 Définition	12
II.3.1.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles	12
II.3.2 Planchers à dalle pleine	13
II.4 Descente des charges	14
II.4.1 Plancher terrasse inaccessible	14
II.4.2 Plancher étage courant en corps creux :	14
II.4.3 Dalle pleine	14
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux	15
II.6 Pré-dimensionnement des voiles	18
CHAPITRE III :Etude des planchers :	20
III.1 Plancher à corps creux	20
III.1.1 :Détermination des dimensions des poutrelles	20
III.1.2 Ferrailage de la dalle de compression	22
III.1.3Étude des poutrelles	23
III.2.1Plancher terrasse	32
III.2.2 Ferrailage de la poutrelle	32
III.2.3 Vérification de flèche	36
III.3.1 Plancher étage courant	40
III.3.2 Ferrailage de la poutrelle	41

III.3.3 Vérification de flèche	45
III.4 Calcul des planchers à dalle pleine	49
III.4.1 Méthode de calcul	50
III.4.2.Évaluation des charges et combinaisons fondamentales	51
III.4.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine	53
III.4.4 Vérification de la flèche	59
CHAPITRE IV:Etude dynamique et sismique de la structure	60
IV.1 Introduction	60
IV.2 Objectif de l'étude dynamique	60
IV.2.1 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	60
IV.2.1.1 Choix de la méthode de calcul	60
IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale	60
IV.2.2.1 Principe	61
IV.2.2.2 Spectre de réponse de calcul	61
IV.2.2.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse	61
IV.3 Modélisation	64
IV.3.1 Modélisation mathématique.....	64
IV.3.2 Détermination des fréquences et modes propres	64
IV.4 La modélisation de la structure.....	65
IV.4.1 Présentation du logiciel.....	66
IV.4.2 Modélisation de l'interaction du sous sol et de la superstructure	66
IV.4.3 Etapes de modélisation	66
IV.4.4 Modélisation des éléments structuraux	67
IV.4.5 Modélisation de la masse.....	67
IV.4.6 Caractéristiques Géométriques.....	69
IV.4.6.1 Centre de masse.....	69
IV.4.6.2 Centre de torsion.....	70
IV.4.6.3 Calcul de l'excentricité	70
IV.4.7 Mode de vibration et participation massique.....	71
IV.4.8 Schémas des modes de vibration.....	71
IV.5 Combinaisons des réponses modales.....	73
IV.6 Vérification de la structure vis-à-vis le règlement parasismique Algérien	74
IV.6.1 Vérification du comportement dynamique.....	74
IV.6.2 Vérification de la période fondamentale.....	75
IV.6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques	76
IV.6.3.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	76
IV.6.3.2 Vérification ART 4.3.6 RPA 2003.....	79
IV.6.4 Vérification de l'effort normal réduit.....	80
IV.6.5 Vérification des déplacements latéraux inter-étage	80
IV.6.6 Vérification de l'effet P- Δ	81
CHAPITRE V : Etude des éléments secondaires	84
V.1 Introduction	84
V.2 Calcul des escaliers.....	84
V.2.1 Prédimensionnement des escaliers.....	84
V.2.2 Descente de charge.....	85
V.2.3 Calcul de ferrailage :.....	86
V.2.4Vérification de la flèche.....	91
V.3 Calcul de la poutre palière:.....	92
V.3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière.....	92

V.3.2 Calcul du ferrailage(ELU).....	93
V.3.3 Calcul du ferrailage (ELS).....	96
V.3.4Vérification de la flèche.....	98
V.4 Calcul de L'acrotère	104
V.4.1 Définition.....	104
V.4.2 Ferrailage de l'acrotère : (flexions composé).....	105
V.5 Calcul des balcons.....	106
V.5.1 Pré- dimensionnement des balcons (les dalles pleines).....	106
V.5.2 Calcul de ferrailage des balcons	107
V.5.3Vérification de la flèche	108
CHAPITRE VI :Etude des portiques	109
VI.1 Introduction	109
VI.2 Ferrailage des poteaux.....	109
VI.3 Ferrailage des poutres.....	117
CHAPITRE VII :Etude des Voiles	125
VII.1. Introduction	125
VII.2. Les voiles de contreventement	125
VII.3 Recommandations de RPA99/v.2003.....	126
VII.3 .1 Aciers verticaux.....	126
VII.3.2 Aciers horizontaux.....	126
VII.3 .3 Règle communes.....	126
VII.3 .4 Aciers transversaux.....	127
VII.3.5 Armature de couture	127
VII.4 Méthode de calcul	127
VII.5Exemple de calcul Voile 1 du sous sol.....	128
VII.6 Etude des voiles périphériques.....	134
VII.7Calcul des ferrailages :.....	136
CHAPITRE VIII : Etude des Fondations	141
VIII.2 Facteurs de choix du type de fondation.....	141
VIII.3 Etude de sol.....	141
VIII.4 Choix de type de fondations.....	141
VIII.5.etude du radier	144
VIII.5.1 Pré-dimensionnement du radier.....	144
VIII.5.2Pré dimensionnement des poutres.....	147
VIII.6. FERRAILLAGE DU RADIER	150
VIII.6.1Ferrailage de la dalle	150
VIII.6.2Ferrailage du débordement	156
Conclusion générale	167

Liste des tableaux

Tableau II.1 : charge permanente de plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau II.2 : charge permanente de plancher étage courant.....	14
Tableau II.3 : charge permanente de plancher Dalle pleine RDC.....	14
Tableau.II.4: Dégression vertical des charges.....	16
Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement et de RPA99.....	17
Tableau.II.6 : Pré-dimensionnement des voiles.....	19
Tableau.III.1 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants Plancher terrasse.....	31
Tableau.III.2 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants Plancher étage courant.....	31
Tableau.III.3 : Tableau ferrailage de poutrelle Plancher terrasse.....	49
Tableau.III.4 : Tableau ferrailage de poutrelle étage courant.....	49
Tableau.III.5: Tableau des moments fléchissant à ELU et ELS.....	53
Tableau IV 1: Valeurs des pénalités.....	62
Tableau IV 2: Les efforts tranchants et les efforts normaux repris par les poteaux et les Voiles.....	63
Tableau IV 3: Calcul de l'excentricité théorique.....	70
Tableau IV 4 : Mode de vibration et participation massique.....	71
Tableau IV 5: Combinaisons des réponses modales.....	74
Tableau IV 6: Vérification de la période fondamentale.....	76
Tableau IV 7: Période fondamentale de calcul.....	78
Tableau IV 8: Efforts sismiques par la méthode statique équivalente.....	79
Tableau IV 9: Effort tranchant à la base.....	79
Tableau IV 10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	80
Tableau IV 11: Vérification de l'effort normal réduit.....	80
Tableau IV 12: Vérification des déplacements inter-étage.....	81
Tableau IV 13: Vérification de l'effet P- Δ x-x.....	82
Tableau IV 14: Vérification de l'effet P- Δ y-y.....	82
Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.....	123
Tableau VII.1: Dimension de calcul pour voile V1 du sous-sol.....	129
Tableau VII.2: Sollicitations calcul pour le voile 1.....	130
Tableau VII.3: Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues.....	131
Tableau VII.4: Ferrailage des sections tendues pour chaque voile.....	132
Tableau VII.5: Ferrailage verticales de chaque voile.....	132
Tableau VII.6: Ferrailage horizontales de chaque voile.....	133
Tableau VII.7: Vérification des contraintes de cisaillement.....	134
Tableau VII.8: Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).....	136
Tableau VII.9: Tableau de ferrailage du voile périphérique.....	139
Tableau VIII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	147
Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées.....	151
Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des choix des armatures.....	156
Tableau VIII.4: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.....	159
Tableau VIII.5: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement.....	159
Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif des choix des armatures.....	162

Liste des figures

Figure I.1: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} ...	4
Figure I.2 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	5
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	5
Figure I.4: diagramme contrainte-déformation d'acier	6
Figure.II.1: section des poutres principaux	10
Figure.II.2: Section des poutres secondaires	10
Fig.II.3 :Coupe transversale d'un plancher à corps creux	11
Figure II.4: :Dimensions des poutrelles.	13
Figure.II.5:panneau de dalle pleine.	13
Figure.II.6: la section réduite du poteau	15
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation	18
Figure.II.8 : Coupe de voile en plan	19
FigIII.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	20
Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.	21
Fig. III.3 : Schéma de poutrelle (Section de calcul).	22
Fig. III.4. :Disposition constructive des armatures de la table de compression	23
Fig.III.5: Définition des moments	24
Fig.III.6:Moments sur appuis intermédiaires	25
Fig III.7: Schémas statiques de différents types des poutrelles.	26
Fig.III.8 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 02) Plancher terrasse.	31
Fig.III.9 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 03) Plancher étage courant.	32
Fig.III.10 : section de calcul en travée Plancher terrasse	33
Fig .III.11: ferrailage de poutrelle Plancher terrasse	36
Fig III.12.section de calcul du moment d'inertie	38
Fig.III.13 : section de calcul en travée étage courant	41
Fig .III.14: ferrailage de poutrelle étage courant	44
Figure III.15 section de calcul du moment d'inertie	47
Figure.III.16: Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.	50
Figure III.17: Enrobage	51
Figure III.18: Mode d'encastrement	52
Figure III.19: Section de calcul en travée Sens x-x.	53
Fig.III.20: Section de calcul en appuis Sens x-x.	55
Fig.III.21: Section de calcul en travée sens y-y	56
Fig.III.22: Section de calcul en appuis sens y-y	57
FigIII.23 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	59
Figure IV 1: Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %	63
Figure IV 2: Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %	64
Figure IV 3: Vue 3D de la structure avec le sous sol	67
Figure IV 4: Vue 3D de la structure avec le sous sol	68
Figure IV 5: Disposition des voiles vue en plan	69
Figure IV 6: Premier mode de vibration	72
Figure IV 7: Deuxième mode de vibration	72
Figure IV 8: Troisième mode de vibration	73
Figure V.1 : Schéma de l'escalier	84
Figure V.2 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	87
Figure V.3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	88
Figure V.4 : Ferrailage des escaliers	92

Figure V.5 : Schéma statique (ELU).	93
Figure V.6: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	93
Figure V.7: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	93
Figure V.8: Ferrailage de poutre palière	94
Figure V.9: Schéma statique (ELS).	96
Figure V.10: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS	97
Figure V.11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	97
Figure V.12 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	100
Figure V.13: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	100
Figure V.14 : schéma statique dimension de l'acrotère	104
Figure V.15 : Dessin du ferrailage de l'acrotère	106
Figure V.16 : section de calcul	107
Figure VI.1 : coupe d'un poteau de dimensions 50x50 cm	111
Figure VI.2: Croquis des ferrailages des poteaux	117
Figure VI.3: Croquis des ferrailages des poutres	124
Figure VII.1: Disposition du ferrailage d'un voile	125
Figure VII.2: Disposition des armatures verticales dans le voile	126
Figure VII.3: Diagramme des contraintes	128
Figure VII.4: La disposition des voiles au niveau RDC	129
Figure VII.5: Schéma des contraintes du voile périphérique.	135
Figure VII.6: Enrobage.	136
Figure VII.7: Schéma de ferrailage du voile périphérique	139
Figure VII.8: Schéma de ferrailage du voile 2	139
Figure VII.9: Schéma de ferrailage du voile 2	139
Figure VII.10: Schéma de ferrailage du voile 2	140
Figure VII.11: Schéma de ferrailage du voile 2	140
Figure VIII.1: Dimension d'une semelle isolée	142
Figure VIII.2: Portique 1-1 du sous-sol	143
Figure VIII.3: Schéma d'un radier nervuré.	144
Figure VIII.4: dimension de la poutre.	147
Figure VIII.5: Schéma des contraintes du sol.	148
Figure VIII.6 : L'encrage de la structure.	149
Figure VIII.7: Schéma du panneau de la dalle.	150
Figure VIII.8: Enrobage.	151
Figure VIII.9: Schéma Ferrailage de la dalle	156
Figure VIII.10: Schéma statique du débordement.	156
Figure VIII.11: Section de calcul.	159
Figure.VIII.12: schéma de ferrailage de la poutre principale	164
Figure.VIII.13: schéma de ferrailage de la poutre secondaire	165

Bibliographie

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livre :

- Jean Perchat –Roux : Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).
- Jean Perchat : Traité de béton armé des règles BAEL à l'eurocode.
- Jean-Pierre (1992): Cours de béton armé (BAEL) béton armé a l'état limite, Eyrolles.
- KolmogorovA.G : Calcul des constructions en béton armé. Règles B. A. E.L.
- VictorDavidovici : Pratique du calcul sismique «guide d'application de l'eurocode 8 Eyrolles.
- Henry Thonier : Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 1,2,3 et 4.

Cours :

- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux.

Logiciels :

- Autodesk Rebot Stuctural Analysis Professional 2014.
- AUTOCAD 2016.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- Rebot Expert 2010.

LISTE DES SYMBOLES

As	: Air d'une section.
At	: Air d'acier transversal.
Al	: Air d'acier longitudinal.
AD	: Air diagonale.
B	: Section du béton.
E	: Module d'élasticité longitudinal.
Ei	: Module de déformation longitudinale du béton.
Efj	: Module de déformation sous fluage.
Eb	: Module de déformation différée (Eij pour chargement appliquée à l'âge de j jours).
Es	: Module d'élasticité d'acier.
I	: Moment d'inertie.
J	: Moment d'inertie de torsion.
L	: Longueur de portée.
M	: Moment en générale (de flexion le plus souvent).
MG	: Moment fléchissant développée par les charges permanentes.
MQ	: Moment fléchissant développée par les actions variables.
MU	: Moment de calcul ultime.
Mser	: Moment de calcul de service.
N	: Effort normale.
P	: Action (de pesanteur) pouvant comprendre une partie permanente et une partie variable.
Q	: Action variable.
S	: Moment statique.
Sn	: Neige.
Vu	: Effort tranchant.
e	: Epaisseur du refend.
Dg	: Grosseur du granulats.
d	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus comprimée.
d'	: Distance de barycentre des armatures tendue à la fibre extrême la plus tendu.
e0	: Excentricité d'une résultante ou d'un effort normal.
f	: Résistance d'un matériau (flèche).
Fe	: Limite d'élasticité d'acier.
Fcj	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de j jours.
Ftj	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de j jours.
Fc28	: Résistance caractéristique à la compression du béton age de 28 jours.
FT28	: Résistance caractéristique à la traction du béton age de 28 jours.
St	: Espacement des aciers.
σ_{bc}	: Contrainte de calcul du béton.
σ_s	: Contrainte de l'acier tendu.
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle.
ρ	: Pourcentage d'armatures.
u	: Périmètre.
η	: Coefficient d'équivalence.
τ	: Contrainte tangente

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.
 ν : Coefficient de poisson.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment en appuis.
 L_f : Longueur de flambement.
 i : Rayon de gIration.
 K : Coefficient en générale.
 ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
 ξ_s : Allongement relatif de l'acier.
 Σ : Sommation.
 ϕ : Diamètre nominale d'une armature.
 Ω : Aire.
 U : Ultime.
 g : Centre de gravité du granulat.
ser : Service.

Summary

This project presents a detailed study of a multi-use building consisting of a basement + ground floor + 9 floors, located in the wilaya of Mostaganem.

This study consists of several parts.

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements,
- The second part is the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.
- The third part was devoted to the study of floors
- secondary elements (the staircase with beams, solid slabs and the acroterion).
- The dynamic study of the structure was started in the third part by Robot2018 in order to determine the different stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).
- The last parts include the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, posts, beams).

This, taking into account the recommendations of BAEL91, modified99 and the Algerian earthquake regulations RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, Robot 2018, RPA 99/2003, BAEL91.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sols + rez de chaussée + 9 étages, implanté dans la wilaya de Mostaganem.

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment,
- La deuxième partie le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La troisième partie a été consacrée aux études des plancher

- éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Robot 2018 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux Chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- Les dernières parties comprennent le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, Robot 2018, RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

- قمنا بالدراسة الانشائية والزلزالية لمبنى سكني RDC+9 وموقف سيارات في منطقة خروبة في ولاية مستغانم، تم تحديد الخصائص الهندسية للمبنى طول، عرض، ارتفاع وتحديد المواد المستخدمة في المشروع من خرسانة وحديد.. وغيرها، وتحديد طلبات الحساب ومجموعات الإجراءات المستخدمة في حساب القوى والأحمال على المبنى، وقمنا بدراسة المشروع في عدة نقاط رئيسية على النحو الآتي:
- 1 قمنا بتحديد دراسة أبعاد العناصر الانشائية مثل الروافد والأعمدة والبلاطات والجدران الاستنادية، أبعاد الروافد الرئيسية والثانوية، ودراسة أبعاد الأعمدة في كل طابق، وتحديد سم البلاطات وأنواعه. بلاطات مجوفة وبلاطات صلبة، وتحديد سم الجدران الاستنادية وفقا للقوانين المفروضة
 - 2 توزيع الأحمال الدائمة والزائدة على الأرضيات أو البلاطات المستخدمة في المشروع (أرضية السطح. أرضيات الطابق العادي، الأرضيات الصلبة)، وتحديد التسليح حسب القوانين المفروضة.
 - 3 دراسة العناصر الثانوية (جدار حافة السطح، الشرفة، الدرج) بحيث قمنا بدراسة العناصر. وتحديد أبعادها واختيار التسليح حسب القوانين المفروضة
 - 4 الدراسة الزلزالية للمشروع وقمنا باستخدام برنامج Robot 2018 للتحقق من الشروط المفروضة. للوصول الى مبنى آمن لا يتأثر بشكل كبير بالقوى الخارجية.
 5. تحديد تسليح الروافد والأعمدة حسب القوانين المفروضة
 6. تحديد تسليح الجدران الاستنادية فوق الأرض، والجدران الاستنادية الأرضية
 - 7 تحديد نوع البنية التحتية اذا كانت قاعدة (معزولة، مستمرة) أو بلاطة أرضية عامة، وتحديد الأبعاد واختيار التسليح للأساسات والروافد حسب القوانين المفروضة
- باستخدام القواعد المفروضة للحساب والتحقق، من الخرسانة المسلحة (RPA99 V 2003 و B.A.E. L 91 المعدلة 99) الكلمات الرئيسية: مبنى، خرسانة مسلحة، RPA99، معدل BAEL912003 معدل 99.

Introduction générale

Introduction Générale

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème du non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le **RPA99 version2003** dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Chapitre I

Présentation du projet et caractéristiques des
matériaux

I.1 Introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans le processus de construction des ouvrages.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation licence et master.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :

- Rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût
- Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire il faut impérativement se munir de règlements propres à chaque pays. Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 (version 2003), BAEL91, CBA93 et DTR.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre étude est un bâtiment en Sous-Sol + RDC+ 9 étages, à usage d'habitation, dont l'RDC est réservé pour des locaux commerciaux, et le sous-sol est réservé pour parc de véhicules.

L'implantation de ce bloc est prévue à la Wilaya de Mostaganem, Commune de KHARROUBA, qui est considérée comme une zone de sismicité ZONE IIa, selon le Règlement Parasismique algérien R.P.A : 99 Version 2003.

La stabilité de ce bloc est assurée par une ossature auto stable constituée de poteaux et de poutres, et contreventés par des voiles en béton armé. (Consulter R.P.A : 99 Version 2003)

I.3 caractéristiques générales :

I.3.1 Caractéristiques géométriques :

- La hauteur des étages est de 3,06 m
- La hauteur de l'RDC est de 3.40 m
- Le largeur total du bâtiment est de 17.80 m
- La longueur totale est de 31.60 m
- La hauteur totale du bloc est de 34.00 m

I.3.2 Caractéristiques du sol :

Le sol est caractérisé par :

- La contrainte admissible $\overline{\sigma}_{sol} = 2bars$

- L'absence d'une nappe phréatique
- Ancrage moyen des fondations de l'ordre 3.00 m / TN, dans la formation naturelle en place (de grès peu compact) après avoir dépassé totalement l'épaisseur des remblais et couches douteuses.
- Poids spécifique apparent du sol : $\gamma = 1,8 \text{ kg / m}^3$
- Inclinaison de l'écran : $\lambda = 0$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$
- Angle de frottement (écran – sol) $\delta = \frac{2}{3}\varphi$

I.3.3 Caractéristiques techniques :

Notre bâtiment est contreventé par un système auto stable (poteaux, poutres) et des voiles de contreventement en béton armé.

Le sous sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique.

Les planchers :

On adopte deux types de plancher :

- ✓ Plancher à dalle pleine pour le sous sol;
- ✓ Plancher à corps creux pour le reste des étages

Les escaliers :

On distingue :

- ✓ Escalier à paillasse et palier

L'acrotère :

Pour les terrasses accessibles, on adopte l'acrotère de 1.00m plus 0,6 m de garde corps en tube galvanisé $\phi 40 / 49$

Les balcons :

On distingue

- ✓ Les balcons à corps creux
- ✓ Les balcons en dalle pleine

Façades :

Les façades seront composées de parois en briques creuses de 30 cm d'épaisseur, briques extérieure 15 cm, briques intérieure 10 cm et lame d'air 5 cm

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur et d'une couche de mortier à l'extérieur.

I.3.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.3.4.1 Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

c. Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

d.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Résistances mécaniques du béton :

Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Résistance à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

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

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

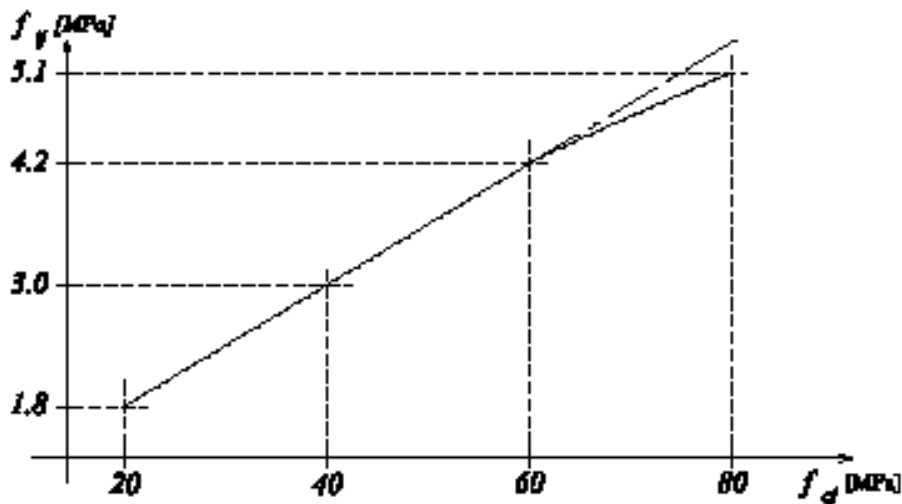


Figure I.1: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

La résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Contrainte limite :

État limite ultime (ELU) :

• **Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$- \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025 f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

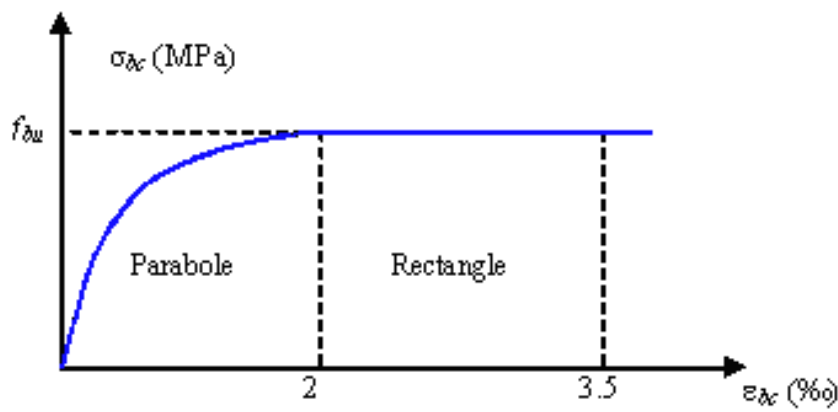


Figure I.2 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

$$\sigma_b: \text{Contrainte ultime du béton en compression} \quad \sigma_b = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h

• **Etat limite de service (ELS):**

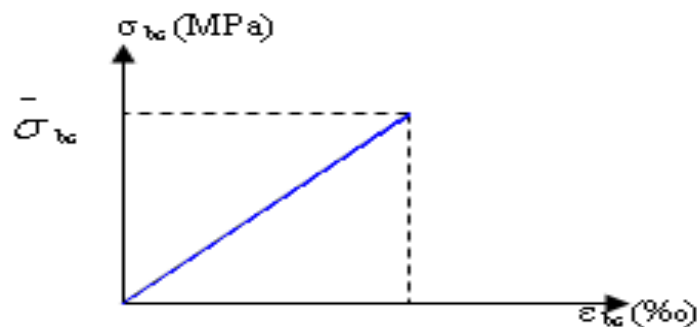


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 12 \text{ MPa}$$

➤ Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

- $E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$
- $E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$, sans fumée de silice.
- $E_{vj} = 6\,100 (f_{cj})$ si $f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$, avec fumée de silice.

➤ Coefficients de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.3.4.2 Acier :

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

1.5.2.1. Contrainte limite :

1.5.2.1.1. Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation.

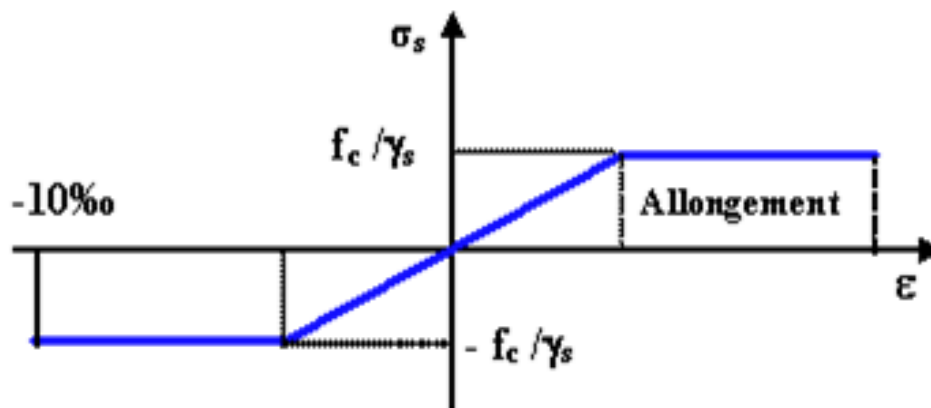


Figure I.4: diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

.

Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures : f_{ij}

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f e / \gamma R_s$$

I.4 Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 252 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = E_{vj} = 3700 * \sqrt{f_{c_{28}}} = 10043 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 2,985 * 10^4 \text{ MPa}$
- Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A $f_e = 400 \text{ MPa}$
 $f_e = 400 \text{ MPa}$. $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ avec $\gamma_s = 1.15$ situations durables

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

D'où $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ et 348 MPa .

- transversales : sont en rond lisse FeE235

FeE235 $\sigma_s = 204 \text{ MPa}$ et 235 MPa

Les aciers utilisés en béton armé sont :

Le rond lisse (R. L) : on utilise les nuances FeE 235, et les diamètres sont : $\phi 6$ et $\phi 8$

Acier à haute adhérence (HA) : de nuance FeE 400, les diamètres utilisées sont les suivants: 6,8, 10, 12, 14, 16,20 et 25

Les treillis soudés (TS) : de nuance TLE 520 ; on utilise TS $\phi 6$ avec une ouverture des mailles = $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

I.5 Règlements utilisés

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Règle de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93) : basé sur la théorie des états limites.

1) Etats limites ultimes (ELU) qui correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique
- Soit de la résistance de l'un des matériaux
- Soit de la stabilité de forme

2) Etats limites de service (ELS) qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.
- DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation : Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.
- D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles (1991).
- D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles (1992). Vue en plan du RDC.

I.5 Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

I.5.1. Généralité

Le but de cette partie est de définir les différentes combinaisons de charges nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

I.5.2. Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$1,35 G + 1,5 Q$.

Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q\pm E$

$0,8 G\pm E$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I.6 Choix du système de contreventement

I.6.1. Définition

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

I.6.2. Choix du contreventement

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Les répartir sur les différents éléments de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et situé en zone *IIa*. Le contreventement par portique auto stable est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003).

Initialement nous avons choisi le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

Néanmoins et après plusieurs tentatives, nous n'avons pas pu justifier l'interaction portiques – voiles.

Pour cela, un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, a été opté pour notre bâtiment.

Pour ce système, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises totalement par les voiles à tous les niveaux.

I.7 Conclusion

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés. Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristiques du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1. Introduction :

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

-Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes surcharges du plancher, poutrelles et poutres.

-Sollicitations horizontal : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques

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

II.2 Pré-dimensionnement des Poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

II.2.1 Les poutres principales:

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

b:Largeur de la poutre

On a:

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

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

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$32.66 \leq h \leq 46$$

on prend: $h=40\text{cm}$

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$16 \leq b \leq 32$$

on prend: $b=30\text{cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{40}{30} < 4$$

On adopte des poutres principales

\Rightarrow Donc les conditions RPA99 sont vérifiées.

de : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

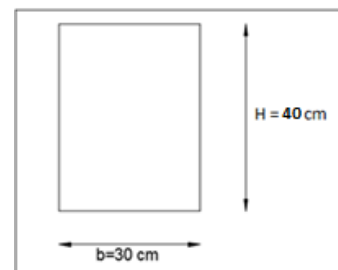


Figure.II.1: section des poutres principaux

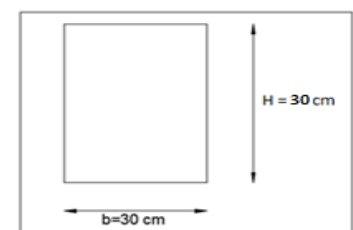


Figure.II.2: Section des poutres secondaires.

$L_{max} = 370\text{cm}$

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

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24.66 \leq h \leq 37$$

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$14 \leq b \leq 28$$

on prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{30}{30} < 4$$

On adopte des poutres secondaires } de : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

\Rightarrow Donc les conditions RPA99 sont vérifiées.

II.3 Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Les planchers sont réalisés en deux types :

- **Type 1** : corps creux
- **Type 2** : Dalle pleine

II.3.1 PLANCHERS EN CORPS CREUX :

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduire le poids du plancher.
- ❖ Raison économique.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

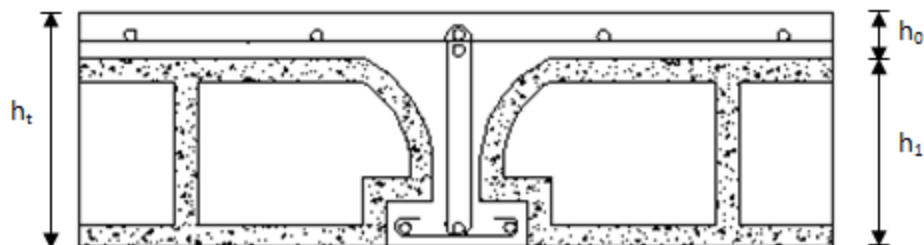


Fig.II.3 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

h_t : épaisseur total du plancher

h_1 : hauteur du corps creux.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

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

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

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives

On a: $L = 340 \text{ cm} \Rightarrow 13.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 18 \text{ cm}$

on prend: $h_t=(12+4)$ a cause de la manqué des briques de ce genre on a opte pour un plancher $h_t=(16+4)$.

II.3.1.1 Les poutrelles

II.3.1.1.1 Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

❖ Le critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

❖ Le critère de continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

→ Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères.

II.3.1.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

L_1 : La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L_1=60\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $\Rightarrow L_0 = 60 - 10 = 50\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée. $\Rightarrow L = 490\text{cm}$

b_0 : largeur de la nervure. $\Rightarrow b_0 = 10\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression. $\Rightarrow h_0 = 4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression. $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

Pour h on a $h=20\text{cm}$

Pour b_0 on a:

$$0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \quad \Rightarrow \quad 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20 \quad \Rightarrow \quad 0.18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm}$$

\Rightarrow donc on prend : $b_0= 10\text{cm}$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L}{10} \right\} \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq \min (25 ; 49)$$

\Rightarrow donc on prend $b_1= 25\text{cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(25) + 10 = 60\text{cm}.$$

\Rightarrow donc on prend $b = 60\text{cm}$

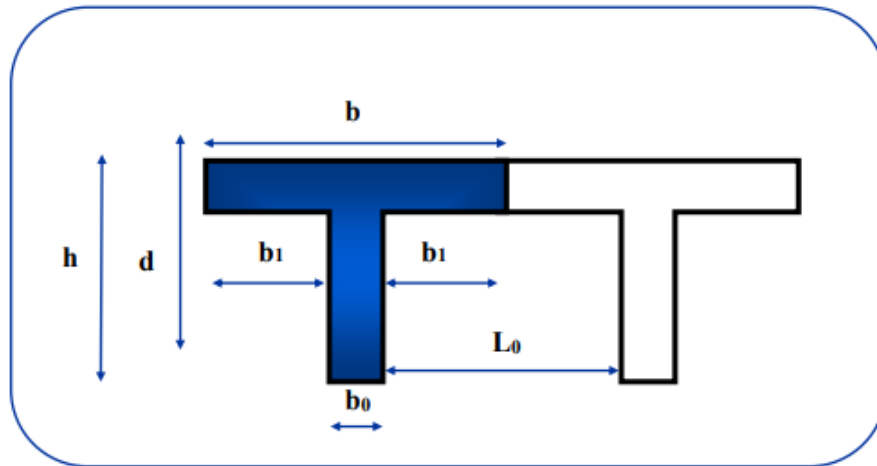


Figure II.4: : Dimensions des poutrelles.

II.3.2 Planchers à dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

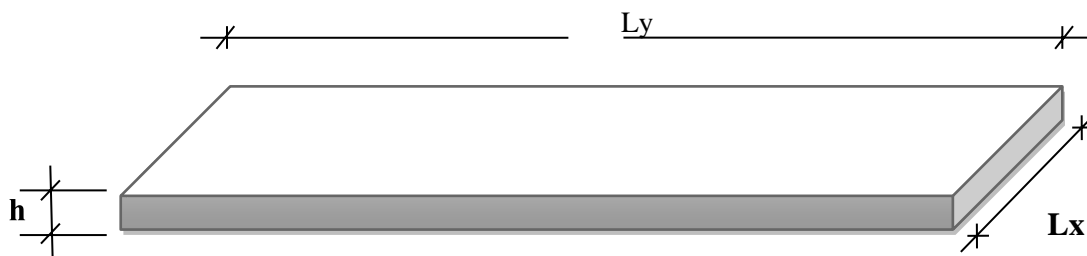


Figure.II.5 : panneau de dalle pleine.

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

- Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu ;
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu ;
- $e = 17\text{cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

Notre bâtiment est à quelque mètres de la protection civile →
 $e=7\text{cm}$

- Résistance à la flexion :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 370\text{ cm} ; \quad L_y = 490\text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{490} = 0,75$$

$> 0,4 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

$$\Rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \frac{370}{50} \leq e_p \leq \frac{370}{30} \quad \Rightarrow 7.4 \text{ cm} \leq e_p \leq 12,33 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives et de résistance on prend $e_p=16\text{cm}$

II.4 Descente des charges

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir dimensionner ces éléments

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible

	Ep	Masse Vol	masse
gravions de protection	4	1700	68 Kg/m ²
étanchéité multi Couche			12 Kg/m ²
forme de pente	10	2200	220 Kg/m ²
dalle de compression + corps creux	20		280 Kg/m ²
enduit en ciment (ep 1.5 cm)	1.5	1800	27 Kg/m ²
	SOIT:	G	600 Kg/m ²
Surcharge d'exploitation:		P	100 Kg/m ²

Tableau II.1 : charge permanente de plancher terrasse inaccessible

II.4.2 Plancher étage courant en corps creux :

	ep	Masse Vol	masse
carrelage + sable +Mortier de pose			108 Kg/m ²
dalle de compression + corps creux	20		280 Kg/m ²
enduit en ciment (ep 1.5 cm)	1.5	1800	27 Kg/m ²
cloison légère			75 Kg/m ²
	SOIT:	G	500 Kg/m ²
Surcharge d'exploitation:		P	150 Kg/m ²

Tableau II.2 : charge permanente de plancher étage courant

II.4.3 Dalle pleine

	ep	Masse Vol	Masse
carrelage + sable +Mortier de pose			108 Kg/m ²
dalle pleine	16	2500	400 Kg/m ²
enduit en ciment (ep 1.5 cm)	1.5	1800	27 Kg/m ²
cloison légère			75 Kg/m ²
	SOIT:	G	600 Kg/m ²
Surcharge d'exploitation:	Commerce	P	500 Kg/m ²

Tableau II.3 : charge permanente de plancher Dalle pleine RDC

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Le dimensionnement est basé sur les critères suivants :

a) Critère de résistance :

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

- B_r : Section nette du béton ; $B_r = [(a-0,02)(b-0,02)]$
- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- $A/B_r = 0,8 \%$ (Mostaganem : zone IIa)
- β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
- $\beta = 0,85 + 2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1,2$

- FeE400 $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } B_r \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] \cdot N_u \right) \Rightarrow B_r \geq 0,6613690 \cdot N_u$$

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

b) Vérification des conditions de l'R.P.A 99 V2003

- $\frac{N_u}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,3$

- $\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$

c) Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

- I : Moment d'inertie de la section du poteau.
- B : Section du béton.

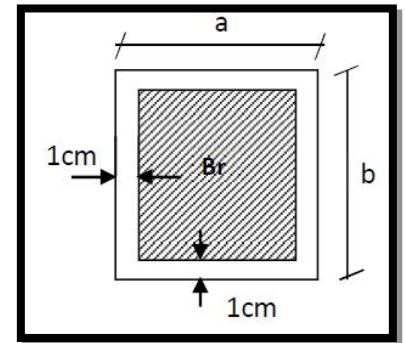


Figure.II.6: la section réduite du poteau

- λ : l'élanement du Poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- a : section du Poteau.
- L_f : longueur du flambement.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous.

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
0	Sous Terrasse	Q_0	1,00
1	Sous 9°Etage	$Q_0 + Q$	2,50
2	Sous 8°Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85
3	Sous 7°Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05
4	Sous 6°Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,10
5	Sous 5°Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
6	Sous 4°Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75
7	Sous 3°Etage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8,50
8	Sous 2°Etage	$Q_0 + 0.68 \times 8 \times Q$	9,2
9	Sous 1°Etage	$Q_0 + 0.66 \times 9 \times Q$	10
10	Sous RDC	$Q_0 + 0.65 \times 10 \times Q$	10,75

Tableau.II.4: Dégression vertical des charges

H(m)	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	Nupp [KN]	Nups [KN]	Nupot [KN]	Nplanc [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3.06	haut 9 eme etage	6	1	14.99	14.88	0	174.04	203.91	149.03	135.14	13.62	35	16.48	21.2
3.06	haut 8 eme etage	11	2.5	29.97	29.76	10.99	337.21	407.95	297.15	270.37	18.44	40	23.32	18.55
3.06	haut 7 eme etage	16	3.85	44.96	44.65	25.36	496.3	611.27	445.04	405.13	22.12	40	28.54	18.55
3.06	haut 6 eme etage	21	5.05	59.94	59.53	39.72	651.32	810.52	590.21	537.18	25.17	45	32.87	16.49
3.06	haut 5 eme etage	26	6.1	74.93	74.41	57.9	802.25	1009.5	735.49	669.06	27.86	45	36.68	16.49
3.06	haut 4 eme etage	31	7	89.91	89.3	76.08	949.1	1204.4	878.04	798.23	30.25	50	40.07	14.84
3.06	haut 3 eme etage	36	7.75	104.9	104.2	98.52	1091.9	1399.5	1021	927.53	32.45	50	43.19	14.84
3.06	haut 2 eme etage	48.17	8.455	119.9	119.1	121	1408.9	1768.8	1293.2	1172.32	36.23	55	48.56	13.49
3.06	haut 1 er etage	53.17	9.16	134.9	134	148.1	1550.5	1967.4	1438.9	1303.93	38.11	55	51.21	13.49
3.4	haut RDC	58.17	10	134.9	134	175.3	1695.7	2139.8	1564.9	1418.18	39.65	60	53.41	13.74
3.06	haut sous-sol	63.17	10.75	149.9	148.8	211.7	1838.5	2348.9	1718.3	1556.76	41.45	60	55.96	12.36

Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement et de RPA99 (version 2003)

II.6 Pré-dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

$$e \geq \max (h_e / 25 , h_e / 22 , h_e / 20)$$

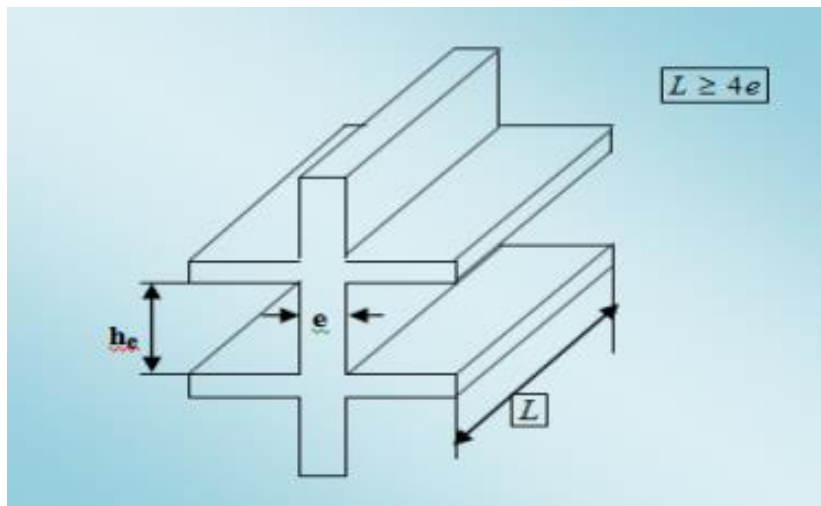


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation

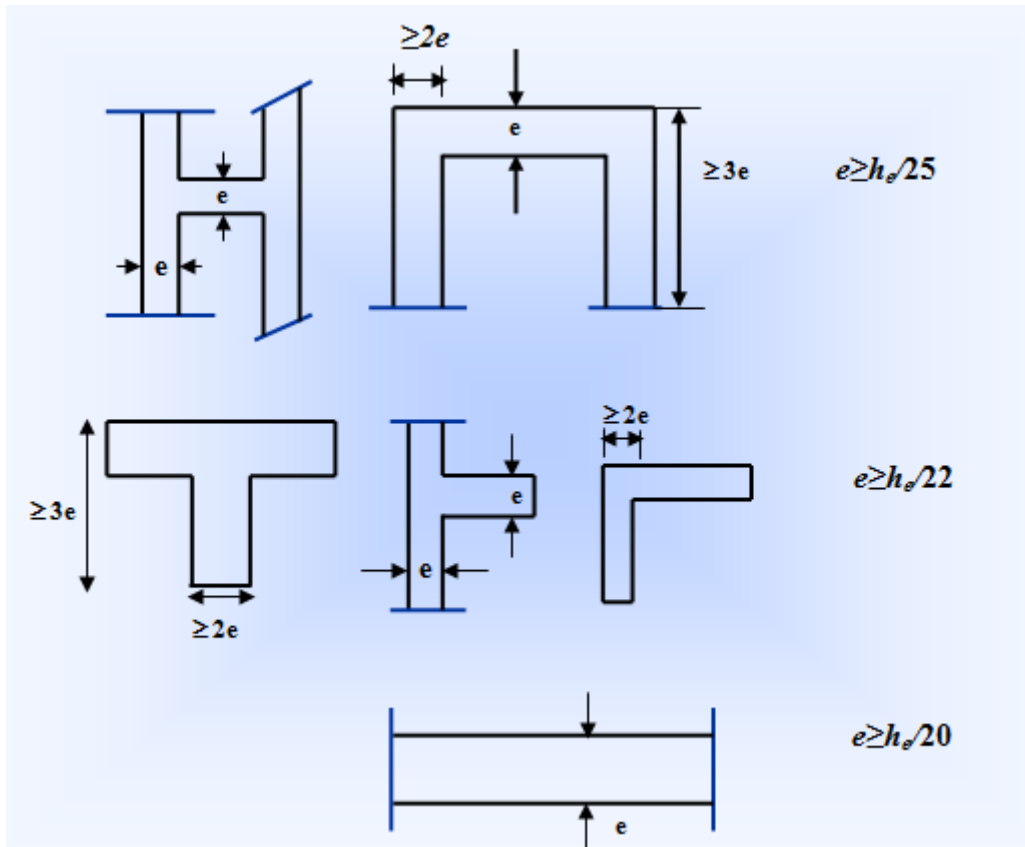


Figure.II.8 : Coupe de voile en plan

Résultats :

	h (m)	h_e (m)	L (m)	h_e/20 (m)	a (cm)	L ≥ 4 x a ?
RDC	3,4	3,88	4,7	0,16	20	ok
Étage courant	3,06	2,86	4,7	0,14	20	ok

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

Chapitre III :

Etude Des Planchers

III Etude des planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur.

Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs...) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

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

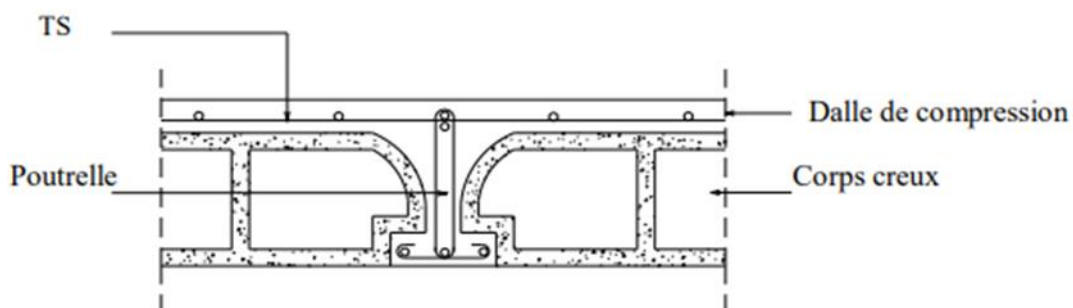
Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine

III.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- ❖ Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- ❖ Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig.III.1).



FigIII.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.1.1 :Détermination des dimensions des poutrelles :

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

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

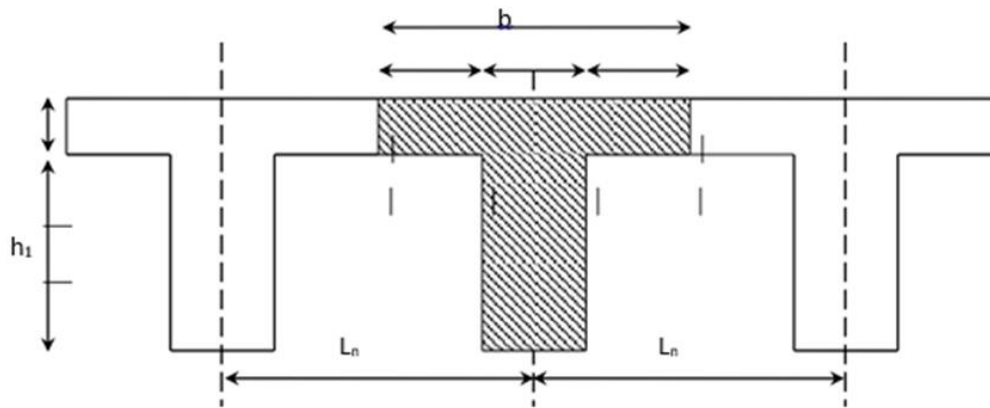


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

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

D'après[BAEL91/A.4.1,3],on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

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

[DTRB.C.2.2/AnnexeC3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L= 3.10\text{m}$) ;

h₀: Hauteur maximale de la dalle de compression

b₀ : Epaisseur de la nervure ($b_0= 10\text{cm}$).

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 25\text{cm} \\ b_1 \leq 31 \text{ cm} \\ 25\text{cm} \leq b_1 \leq 31\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend **b₁= 25cm**.

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

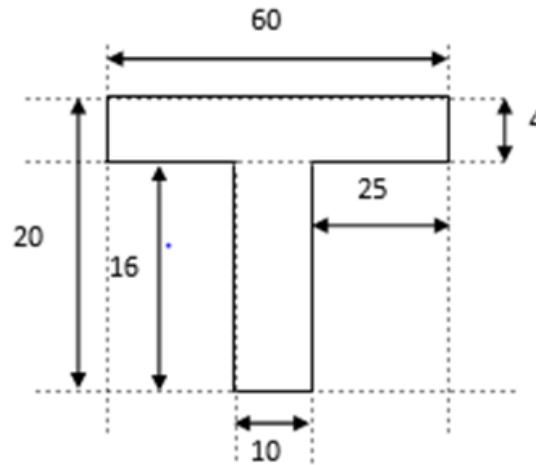


Fig. III.3 : Schéma de poutrelle (Section de calcul).

III.1.2 Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si $L_n \leq 50$ cm

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$
- Si $50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en [cm] ;

f : Nuance de l'acier utilisé en [Mpa] ;

A_{\perp} : Armatures perpendiculaires aux nervures en [cm²/ml] et

$A_{//}$: Armatures parallèles aux nervures en [cm²/ml].

a) Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

Suivant les normes Algérien ; L_n est prise égale à :

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

Donc : $A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e}$

On choisit pour le treillis soudés : $\emptyset 6 \rightarrow f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot 60}{400} \quad \text{--- -- -- --} \rightarrow A_{\perp} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{--- -- -- --} \rightarrow A_{//} \geq \frac{0.6}{2} \quad A_{//} \geq 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\emptyset 6 \rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5\emptyset 6 \rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

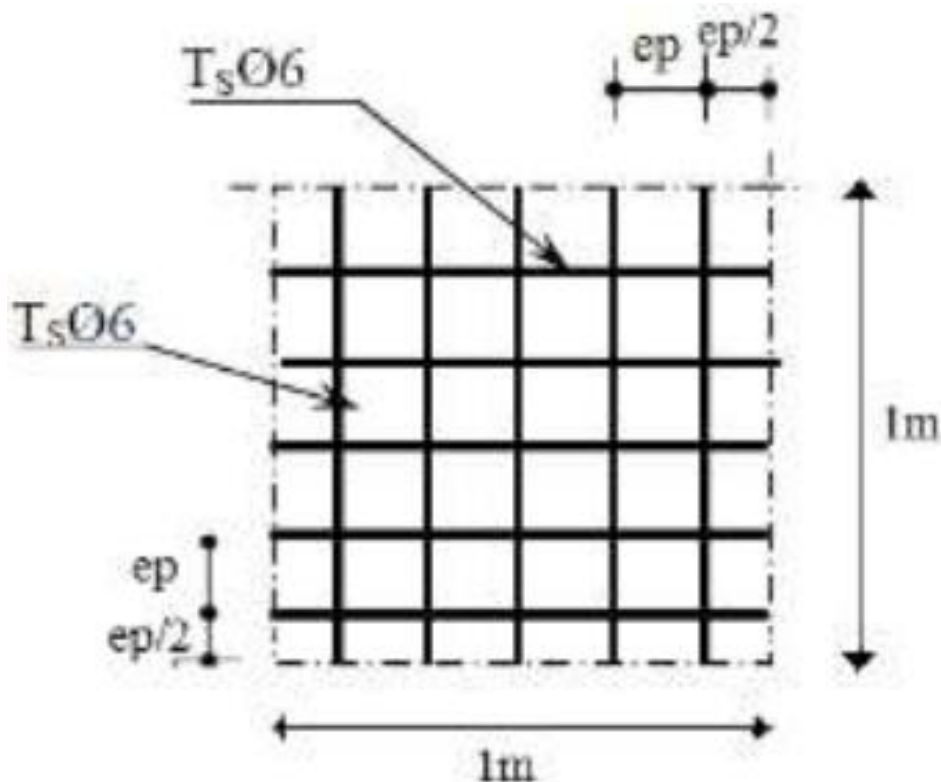


Fig. III.4. : Disposition constructive des armatures de la table de compression

- Conclusion :**

On adopte un treillis soudés $T_s \emptyset 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.1.3 Étude des poutrelles :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction

du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20].

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

➤ Domaine d'application :

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

1-Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition $Q \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq \min (2G; 500 \text{ KN /m}^2)$

2-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

3-les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

4-la fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

➤ Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée)

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

M_t : Moment maximum en travée.



Fig.III.5: Définition des moments

• Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$$

- $M_i \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ (Pour une travée intermédiaire)

- $M_i \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ (Pour une travée de rive)

- Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0$ -----> pour appuis simples.

$M_{ar} = -0.2 M_0$ -----> pour semi encastrement.

$M_{ar} = -0.4 M_0$ -----> pour un encastrement.

- Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)

$M_{ai} = -0.6 M_0$ -----> cas d'une poutre à deux travées

$M_{ai} = -0.5 M_0$ -----> pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_{ai} = -0.4 M_0$ -----> pour les autres appuis intermédiaires

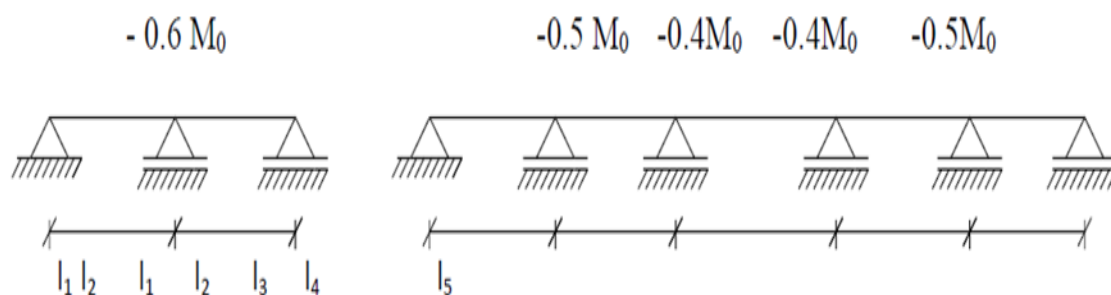


Fig.III.6:Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

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

❖ Vérification des conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire :

a) $Q \leq \min(2G; 500 \text{ daN/m}^2)$. -----> $100 \leq \min(1200; 500 \text{ daN/m}^2)$. -----> **CV**

b) $0.8 < \frac{L_i}{L_i + 1} < 1.25$. -----> $\frac{370}{320} = 1.156$ -----> **CV**

c) le moment d'inertie est constant pour toutes les travées -----> **CV**

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible -----> **CV**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

• Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions (0.4, 0.5, 0.6) fixée forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée

(l) que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (Q) (moments isostatique).

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que le moment max en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{100}{600+100} = 0.142 \quad (0 < 0.142 < \frac{2}{3})$$

III.1.4 Types des poutrelles

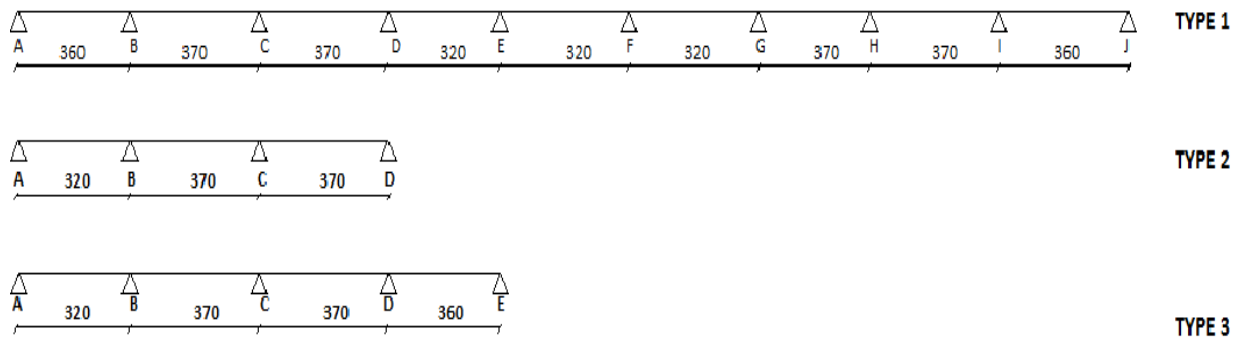


Fig III.7: Schémas statiques de différents types des poutrelles.

1. Combinaison fondamentales

a) Moment sur appuis :

$$M_A = M_J = -0.2 M_0$$

$$M_B = M_I = -0.5 M_0$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = M_H = -0.4 M_0$$

b) Moment fléchissant en travées

1-Travées de rive A-B :

$$M_t^1 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.70 M_0 & M_t^1 = 0.70 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases}$$

2-Travées intermédiaire B-C :

$$M_t^2 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.60 M_0 & M_t^2 = 0.60 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases}$$

3-Travées intermédiaire C-D :

$$M_t^3 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.65 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases} \quad M_t^3 = 0.65 M_0$$

4-Travées intermédiaire D-E :

$$M_t^4 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.65 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases} \quad M_t^4 = 0.65 M_0$$

5-Travées intermédiaire E-F :

$$M_t^5 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.65 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases} \quad M_t^5 = 0.65 M_0$$

6-Travées intermédiaire F-G :

$$M_t^6 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.65 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases} \quad M_t^6 = 0.65 M_0$$

7-Travées intermédiaire G-H :

$$M_t^7 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.65 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases} \quad M_t^7 = 0.65 M_0$$

8-Travées intermédiaire H-I :

$$M_t^8 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.60 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases} \quad M_t^8 = 0.60 M_0$$

9-Travées de rive I-J :

$$M_t^9 = \begin{cases} \max(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \} - \frac{M_g + M_d}{2} = 0.70 M_0 \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} = 0.53 M_0 \end{cases} \quad M_t^9 = 0.70 M_0$$

Avec :
$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- **Moment en travées**

1-Etat limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^1 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.60^2 / 8 = 933.12 \text{ daN.m} \\ M_t^1 = 0.70 M = 0.7 * 933.12 = 653.184 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^2 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.70^2 / 8 = 985.68 \text{ daN.m} \\ M_t^2 = 0.60 M_0 = 0.6 * 985.68 = 591.408 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^3 = M_0^2 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.70^2 / 8 = 985.68 \text{ daN.m} \\ M_t^3 = 0.65 M = 0.65 * 985.68 = 640.692 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^4 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.20^2 / 8 = 737.28 \text{ daN.m} \\ M_t^4 = 0.65 M = 0.65 * 737.28 = 479.232 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^5 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.20^2 / 8 = 737.28 \text{ daN.m} \\ M_t^5 = 0.65 M = 0.65 * 737.28 = 479.232 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^6 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.20^2 / 8 = 737.28 \text{ daN.m} \\ M_t^6 = 0.65 M = 0.65 * 737.28 = 479.232 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^7 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.70^2 / 8 = 985.68 \text{ daN.m} \\ M_t^7 = 0.65 M = 0.65 * 985.68 = 640.692 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^8 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.70^2 / 8 = 985.68 \text{ daN.m} \\ M_t^8 = 0.60 M = 0.60 * 985.68 = 591.408 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^9 = (q_u * l^2) / 8 = 576 * 3.60^2 / 8 = 933.12 \text{ daN.m} \\ M_t^9 = 0.7 M = 0.7 * 933.12 = 653.184 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

2-Etat limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^1 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.60^2 / 8 = 680.4 \text{ daN.m} \\ M_t^1 = 0.70 M = 0.7 * 680.4 = 501.455 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^2 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.70^2 / 8 = 718.725 \text{ daN.m} \\ M_t^2 = 0.60 M = 0.6 * 718.725 = 454.032 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^3 = M_0^2 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.70^2 / 8 = 718.725 \text{ daN.m} \\ M_t^3 = 0.65 M = 0.65 * 718.725 = 491.87 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^4 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.20^2 / 8 = 537.6 \text{ daN.m} \\ M_t^4 = 0.65 M = 0.65 * 537.6 = 367.92 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^5 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.20^2 / 8 = 537.6 \text{ daN.m} \\ M_t^5 = 0.65 M = 0.65 * 537.6 = 367.92 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^6 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.20^2 / 8 = 537.6 \text{ daN.m} \\ M_t^6 = 0.65 M = 0.65 * 537.6 = 367.92 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^7 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.70^2 / 8 = 718.725 \text{ daN.m} \\ M_t^7 = 0.65 M = 0.65 * 718.725 = 491.9 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^8 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.70^2 / 8 = 718.725 \text{ daN.m} \\ M_t^8 = 0.60 M = 0.60 * 718.725 = 454.02 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^9 = (q_{ser} * l^2) / 8 = 420 * 3.60^2 / 8 = 716.37 \text{ daN} \\ M_t^9 = 0.7 M = 0.7 * 716.37 = 501.455 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment en appuis**

1-Etat limite ultime (ELU) :

$$M_A = M_J = -0.2 M_0 = -186.624 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_I = -0.5 M_0 = -492.84 \text{ daN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = M_H = -0.4 M_0 = -394.272 \text{ daN.m}$$

2-Etat limite de service (ELS) :

$$M_A = M_J = -0.2 M_0 = -136.08 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_I = -0.5 M_0 = -492.84 \text{ daN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = M_G = M_H = -0.4 M_0 = -287.49 \text{ daN.m}$$

b-Effort tranchant :

$$T = \frac{Q_u * L}{2} \pm \frac{M_g + M_d}{L}$$

1-Travée de rive AB :

$$T = \frac{576 * 360}{2} + \frac{186.624 - 492.84}{3.60} = 951.74 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 360}{2} - \frac{186.624 - 492.84}{3.60} = 1121.86 \text{ daN}$$

2-Travées intermédiaire B-C :

$$T = \frac{576 * 370}{2} + \frac{492.84 - 287.49}{3.70} = 1121.1 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 370}{2} - \frac{492.84 - 287.49}{3.70} = 1010.1 \text{ daN}$$

3-Travées intermédiaire C-D :

$$T = \frac{576 * 370}{2} + \frac{287.49 - 287.49}{3.70} = 981.6 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 370}{2} - \frac{287.49 - 287.49}{3.70} = 981.6 \text{ daN}$$

4-Travées intermédiaire D-E :

$$T = \frac{576 * 320}{2} + \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 320}{2} - \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

5-Travées intermédiaire E-F :

$$T = \frac{576 * 320}{2} + \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 320}{2} - \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

5-Travées intermédiaire E-F :

$$T = \frac{576 * 320}{2} + \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 320}{2} - \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

6-Travées intermédiaire F-G :

$$T = \frac{576 * 320}{2} + \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 320}{2} - \frac{287.49 - 287.49}{3.20} = 921.6 \text{ daN}$$

7-Travées intermédiaire G-H :

$$T = \frac{576 * 370}{2} + \frac{287.49 - 287.49}{3.70} = 1065.6 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 370}{2} - \frac{287.49 - 287.49}{3.70} = 1065.6 \text{ daN}$$

8-Travées intermédiaire H-I :

$$T = \frac{576 * 370}{2} + \frac{287.49 - 492.84}{3.70} = 981.36 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 370}{2} - \frac{287.49 - 492.84}{3.70} = 1092.3 \text{ daN}$$

9-Travées de rive I-J :

$$T = \frac{576 * 360}{2} + \frac{492.84 - 186.624}{3.60} = 1121.86 \text{ daN}$$

$$T = \frac{576 * 360}{2} - \frac{492.84 - 186.624}{3.60} = 951.74 \text{ daN}$$

Plancher terrasse

Types	Moments en appuis [daN.M]		Moments en travées [daN.M]		Efforts tranchants [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
3	-492.84	-359.36	640.04	466.7	1172.16
2	-492.84	-359.36	689.98	503.11	1172.16
1	-492.84	-492.84	985.68	718.725	1121.86

Tableau.III.1 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants Plancher terrasse

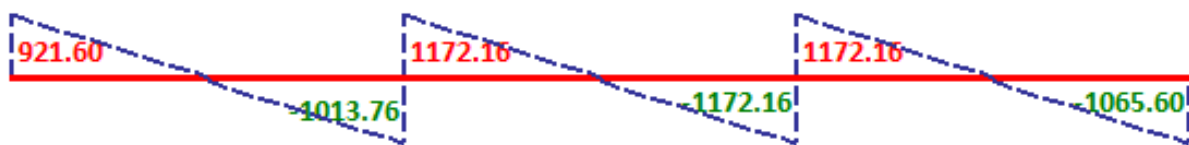


Fig.III.8 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 02) Plancher terrasse.

Plancher étage courant

Types	Moments en appuis [daN.M]		Moments en travées [daN.M]		Efforts tranchants [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
3	-531.36	-385.03	700.11	507.32	1263.74
2	-531.34	-385.03	754.51	546.54	1263.74

1	-463.42	-463.42	924.075	667.39	1172.16
---	---------	---------	---------	--------	---------

Tableau.III.2 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants Plancher étage courant



Fig.III.9 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 03) Plancher étage courant.

Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximales.

III.2.1 Plancher terrasse• **État limite ultime :**

$$M_t^u = 9856.8 \text{ [N.M]}$$

$$M_a^u = -4928.4 \text{ [N.M]}$$

• **État limite service :**

$$M_t^s = 7187.25 \text{ [N.M]}$$

$$M_a^s = -4928.4 \text{ [N.M]}$$

$$T_{\max} = 1172.16$$

III.2.2 Ferrailage de la poutrelle :

Détermination des armatures:

- en travée:

➤ E.L.U:

$$M_t^u = 9856.8 \text{ [N.M]}$$

❖ vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_T = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b (d - h_0 / 2)$$

$$M_T = 14.2 * 60 * 4 * (18 - 2)$$

$$M_T = 54528 \text{ [N.M]}$$

$M_t^u = 9856.8 \text{ [N.M]} < M_T = 54528 \text{ [N.M]} \implies$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$.

❖ vérification de l'existence des armatures comprimées:

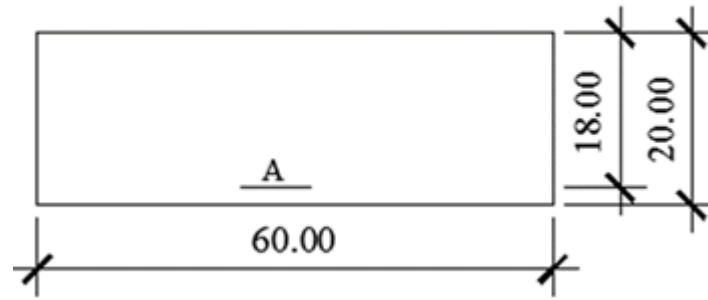


Fig.III.10 : section de calculen travée

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9856.8}{60 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.036$$

$\mu = 0.036 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A'$ n'existe pas . $\mu < 0.186 \rightarrow$ passe par le pivot (A) domaine (1) qui se caractérise:

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,981$$

❖ Détermination des armatures:

$$A_s = \frac{M_t^u \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9856.8}{0.981 \cdot 18 \cdot 348} = 1.61 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1,61 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,61 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ E.L.S:

$$M_t^s = 7187.25 [\text{N.M}]$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans $A' \rightarrow$ Si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

• Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{9856.8}{7187.25} = 1.37$$

$\alpha = 0,035 < 0.435 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 14.2 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

Conclusion :

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

- En appuis :

➤ E.L.U:

$$M_a \text{ max} = 4928.4 \text{N.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm et de hauteur $h = 20$ cm.

$$\mu = \frac{M_a^u}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{4928.4}{10 * 18^2 * 14.2} = 0.107$$

$\mu = 0,107 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.142$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_s = \frac{M_a^u \text{ max}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{4928.4}{0.943 * 18 * 348} = 0.84 \text{cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(0,84 \text{cm}^2 ; 0,22 \text{cm}^2) \rightarrow A = 0,84 \text{cm}^2$$

Donc on adopte: 2 HA 12 = 2,26 cm²

➤ E.L.S:

$$M_a^s = -4928.4 \text{ [N.M]}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{4928.4}{4928.4} = 1$$

$$\alpha = 0,035 < 0,25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 14.2 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

- **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

- ✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

→ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

- Calcul des armatures transversales

$$T_u^{\max} = 11721.6 \text{ [N.M]}$$

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

$$T_u^{\max} \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 20 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 11721.6 < 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 25 \times 10^2 = 108135 \text{ N}$$

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

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \cdot d} \right]$$

$$A_1 = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[11721.6 + \frac{4928.4}{0.9 \cdot 20} \right] \cdot 10^{-2} = 0.344 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{11721.6}{10 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0.6512 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min[0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.65 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales At :**

a/-Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2\right) = 0.57 \text{ cm}^2$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier

$$\text{FeE235} \Rightarrow A_t = 2\text{HA6} = 1.01 \text{ cm}^2$$

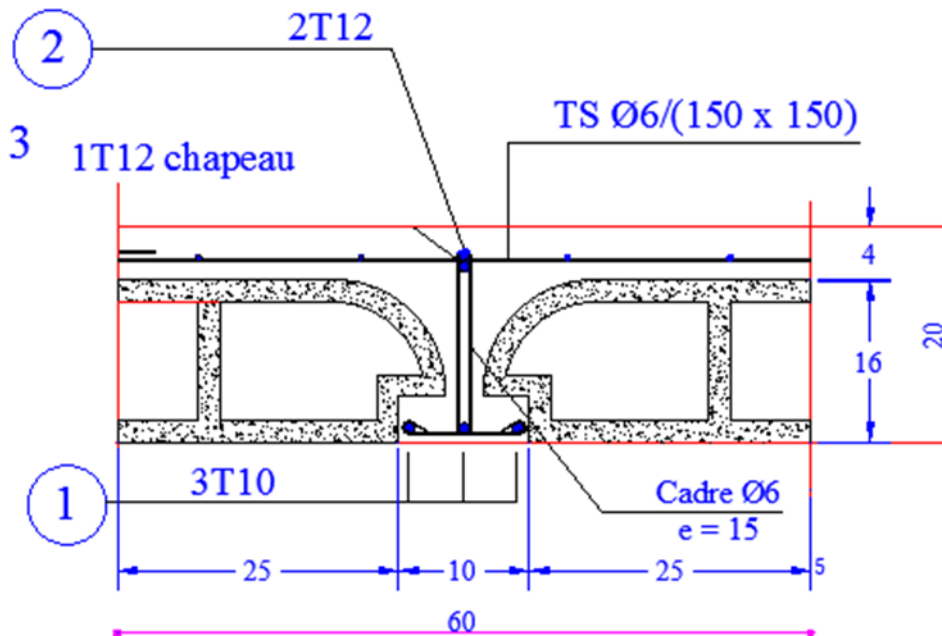


Fig .III.11: ferrailage de poutrelle Plancher terrasse

b/- L'espacement des armatures transversales :

δ_t : l'espacement des armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 * \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{tj} * K}{0.8 * f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (flexion simple)

[B.A.E.L.91/A.5.1.23]

$\alpha = 90^\circ$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t * 0.80 * f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} = \frac{0.57 * 0.80 * 235}{10 * (0.651 - 0.3 * 2.1)} = 510 \text{ cm}$$

$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) \rightarrow \delta_{t2} = 16.2$

Conclusion :

On adopte un espacement entre les armatures transversales $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.3 Vérification de flèche :

La vérification de flèche se fait à état limite de service [C.B.A. 93 B 6.5.2 annexe D]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} \end{array} \right.$$

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

➤ Calcul de la flèche : (principe)

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

$$f_{gv} = \frac{M_g * L^2}{10E_v * I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j * L^2}{10E_j * I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p * L^2}{10E_i * I_{f_{pi}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p * L^2}{10E_i * I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g * L^2}{10E_i * I_{f_{gi}}}$$

avec:

Δf_t : la flèche totale.

f_{gv} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

f_{ji} : la flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j) sous charge de longue durée d'application

f_{pi} : la flèche maximale due aux charges totales(P = G + Q) sous charge de faible durée d'application.

f_{gi} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de faible durée d'application.

M : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

L : la portée du panneau le plus défavorable.

E_i : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

E_v : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées

$$(E_v = \frac{1}{3} E_i)$$

$$f_i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i * \mu} : \text{Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées}$$

$$Ifv = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v * \mu} : \text{Le moment d'inertie, fictif pour la déformation différée}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec :n=15) ;par rapport à un passant par le C.D.G

➤ **Calcul de la flèche:**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{max}}$$

➤ **Calcul des charges:**

g: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 600 \times 0.60m = 360 \text{ dan/ml}$$

j: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = (g-75) \times 0.6 = (600-75) \times 0.6 = 315 \text{ dan/ml}$$

P: charge totale (p = G+Q):

$$P = (600+100) \times .60 = 420 \text{ dan/ml}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant**

$$M_j = 0.75M_{0g} = 0.75 \frac{315 * 3.7^2}{8} = 404.28 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 0.75M_{0p} = 0.75 \frac{420 * 3.7^2}{8} = 539.04 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul des modules de déformations longitudinales:**

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment d'inertie (I₀)

Dimension

b	60cm
h ₀	4cm
y ₁	2cm
b ₀	10cm
h	20cm
y ₂	12cm
A	2.35cm ²
D	18cm
V ₁	6.97cm

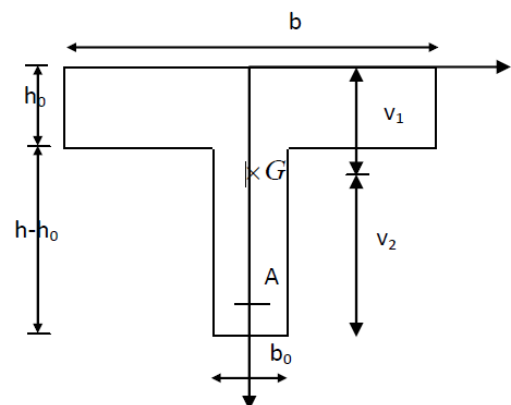


Fig III.12.section de calcul du moment d'inertie

V_2	13.03cm
n	7

$$y_1 = \frac{h_0}{2} = 2\text{cm}$$

$$y_2 = \left(\frac{h-h_0}{2}\right) + h_0 = 12\text{cm}$$

$$v_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{60 \cdot 4 \cdot 2 + 16 \cdot 10 \cdot 12 + 15 \cdot 2.35 \cdot 18}{60 \cdot 4 + 10 \cdot 16 + 15 \cdot 2.35} = 6.97\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.97 = 13.03\text{cm}$$

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

$$I_0 = 15199.77$$

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

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

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{10 \cdot 18} = 0.013$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 1.3$$

$$\rho_1 = 100 \cdot \rho = 1.3 \longrightarrow \text{Tableau de BAEL91} \quad \beta_1 = 0.847$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4042.8}{2.35 \cdot 0.847 \cdot 18} = 112.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5390.4}{2.35 \cdot 0.847 \cdot 18} = 150.45 \text{ Mpa}$$

➤ calcule μ_g ; μ_j ; μ_p

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = \text{avec } f_{t28} = 2.1$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.013 \cdot 112.83 + 2.1} = 0.538$$

$$\mu_g = \mu_j = 0.538$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.013 * 112.83 + 2.1} = 0.629$$

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

Avec:

I_f : Moment d'inertie fictif

I_0 : Pour les déformations instantanées

λ_i : Pour les déformations de longue durée

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \rho} = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{10}{60}\right) * 0.013} = 3.23$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \rho} = \frac{0.02 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{10}{18}\right) * 0.013} = 1.29$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 15199.77}{1 + 3.23 * 0.538} = 6107.13$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 15199.77}{1 + 1.29 * 0.538} = 9869.86$$

$$I_{fp}^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_p * \mu_p} = \frac{1.1 * 15199.77}{1 + 3.23 * 0.629} = 5515.02$$

➤ Calcul des flèches partielles

$$F_g^v = \frac{M_{tg}^s * L^2}{10 E_v * I_{fg}^v} = \frac{4048.2 * 3.7^2 * 10^4}{10 * 10818.9 * 9869.86} = 0.51$$

$$F_g^i = \frac{M_{tg}^s * L^2}{10 E_i * I_{fg}^i} = \frac{4048.2 * 3.7^2 * 10^4}{10 * 32164.2 * 6107.13} = 0.28$$

$$F_p^i = \frac{M_{tp}^s * L^2}{10 E_i * I_{fp}^i} = \frac{5390.4 * 3.7^2 * 10^4}{10 * 32164.2 * 5515.02} = 0.41$$

➤ La flèche totale

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

$$\Delta f_{ft} = (0.51 - 0.28) + (0.41 - 0.28)$$

$$\Delta f_{ft} = 0.36$$

➤ La flèche admissible

$$L = 3.7 \text{ m} < 5.00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{3.7}{5} = 0.74$$

$$\text{donc } \Delta f_{ft} = 0.36 < \Delta f_{\max} 0.74$$

III.3.1 Plancher étage courant

- **État limite ultime :**

$$M_t^u = 9240.75 \text{ [N.M]}$$

$$M_a^u = -4634.2 \text{ [N.M]}$$

- **État limite service :**

$$M_t^s = 6673.9 \text{ [N.M]}$$

$$M_a^s = -4634.2 \text{ [N.M]}$$

$$T_{\max} = 1263.74 \text{ [N.M]}$$

III.3.2 Ferrailage de la poutrelle :

Détermination des armatures:

- en travée:

- E.L.U:

$$M_t^u = 9240.75 \text{ [N.M]}$$

- ❖ vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = b \cdot h_0 \cdot \sigma_b \cdot (d - h_0 / 2)$$

$$M_T = 14.2 * 60 * 4 * (18 - 2)$$

$$M_T = 54528 \text{ [N.M]}$$

$M_t^u = 9240.75 \text{ [N.M]} \leq M_T = 54528 \text{ [N.M]} \implies$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$.

- ❖ vérification de l'existence des armatures comprimées:

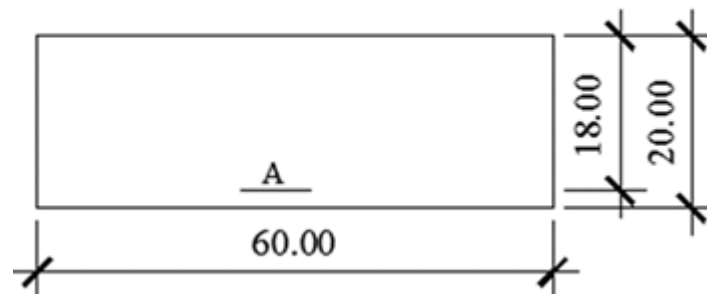


Fig.III.13 : section de calcul en travée étage courant

$$\mu = \frac{M_t^u}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{9240.75}{60 * 18^2 * 14.2} = 0.036$$

$\mu = 0.036 < \mu_{AB} = 0.392 \implies A'$ n'existe pas. $\mu < 0.186 \rightarrow$ passe par le pivot (A) domaine (1) qui se caractérise:

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,981$$

❖ Détermination des armatures:

$$A_s = \frac{M_t^u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9240.75}{0.981 * 18 * 348} = 1.50 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,50 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,61 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ E.L.S:

$$M_t^s = 7187.25 [\text{N.M}]$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans A' --> Si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

• Acier FeE400

$$\gamma = \frac{9240.75}{6673.9} = 1.38$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$\alpha = 0,035 < 0,435 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 14.2 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

• **Conclusion :**

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

✓ Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour (σ_s))

• En appuis :

➤ E.L.U:

$$M_a \text{ max} = 4928.4 \text{ N.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm et de hauteur $h = 20$ cm.

$$\mu = \frac{M_a^u}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{4634.2}{10 * 18^2 * 14.2} = 0.1007$$

$\mu = 0,1007 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.133$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,946$$

} \rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

$$A_s = \frac{M_{a \max}^u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{4634.2}{0.946 * 18 * 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(0,78 \text{ cm}^2 ; 0,22 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 0,78 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2 HA 12 = 2,26 cm²**

➤ E.L.S:

$$M_a^s = -4928.4 \text{ [N.M]}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans $A' \rightarrow$ Si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

• Acier FeE400

$$\gamma = \frac{4634.2}{4634.2} = 1$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$\alpha = 0,035 < 0,25 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 14.2 \leq 0.6 f_{c28} = 15$$

• **Conclusion :**

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

✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))



→ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ Calcul des armatures transversales

$$T_u^{\max} = 12637.4 \text{ N.M]$$

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

$$T_u^{\max} \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 * d = 0.9 * 20 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 12637.4 < 0,267 \times 16.2 \times 10 \times 25 \times 10^2 = 108135 \text{ N}$$

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 inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 * d} \right]$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[12637.4 + \frac{4634.2}{0.9 * 20} \right] * 10^{-2} = 0.37 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12637.4}{10 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0.70 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.70 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• **Section et écartement des armatures transversales At :**

a/- Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1.2 \right) = 0.57 \text{ cm}^2$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier

FeE235 \Rightarrow At=2HA6=1.01 cm²

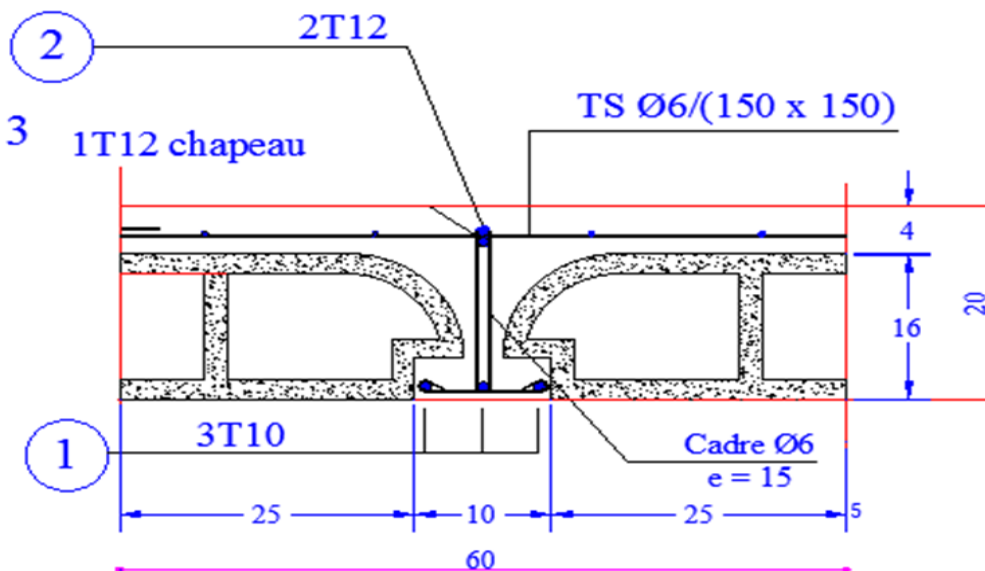


Fig .III.14: ferrailage de poutrelle étage courant

b/- L'espacement des armatures transversales :

δ_t : l'espacement des armatures transversales.

$$\frac{At}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (flexion simple)

[B.A.E.L.91/A.5.1.23]

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t * 0.80 * f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} = \frac{0.57 * 0.80 * 235}{10 * (0.651 - 0.3 * 2.1)} = 510 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) \rightarrow \delta_{t2} = 16.2$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t * f_e}{b_0 * 0.4} = \frac{0.57 * 235}{10 * 0.4} = 33.488 \text{ cm}$$

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

- **Conclusion :**

On adopte un espacement entre les armatures transversales $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

III.3.3 Vérification de flèche :

La vérification de flèche se fait à état limite de service [C.B.A. 93 B 6.5.2 annexe D]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} \end{array} \right.$$

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

➤ Calcul de la flèche : (principe)

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

$$f_{gv} = \frac{M_g * L^2}{10E_v * I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j * L^2}{10E_j * I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p * L^2}{10E_i * I_{f_{pi}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p * L^2}{10E_i * I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g * L^2}{10E_i * I_{f_{gi}}}$$

avec:

Δf_t : la flèche totale.

f_{gv} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

f_{ji} : la flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j) sous charge de longue durée d'application

f_{pi} : la flèche maximale due aux charges totales ($P = G + Q$) sous charge de faible durée d'application.

f_{gi} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de faible durée d'application.

M : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

L : la portée du panneau le plus défavorable.

E_i : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

E_v : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées ($E_v = \frac{1}{3} E_i$)

$f_i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i * \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées

$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v * \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformation différées

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec :n=7) ;par rapport à un passant par le C.D.G

➤ **Calcul de la flèche:**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta f_{t_{\max}}$$

➤ **Calcul des charges:**

g: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 500 \times 0.60\text{m} = 300 \text{ dan/ml}$$

j: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = (g-75) \times 0.6 = (500-75) \times 0.6 = 255 \text{ dan/ml}$$

P: charge totale (p = G+Q):

$$P = (500+150) \times 0.6 = 360 \text{ dan/ml}$$

Calcul des moments fléchissant

$$M_j = 0.75M_{0g} = 0.75 \frac{255 * 3.7^2}{8} = 327.27 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0.75M_{0p} = 0.75 \frac{360 * 3.7^2}{8} = 462.3 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul des modules de déformations longitudinales:**

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment d'inertie (I_0)

Dimension

b	60cm
h_0	4cm
y_1	2cm
b_0	10cm
h	20cm
y_2	12cm
A	2.35cm ²
D	18cm
V_1	6.97cm
V_2	13.03cm
n	7

$$y_1 = \frac{h_0}{2} = 2\text{cm}$$

$$y_2 = \frac{h-h_0}{2} + h_0 = 12\text{cm}$$

$$y_1 = \frac{h_0}{2} = 2\text{cm}$$

$$v_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{60 \cdot 4 \cdot 2 + 16 \cdot 10 \cdot 10 + 15 \cdot 2.35 \cdot 18}{60 \cdot 4 + 10 \cdot 16 + 15 \cdot 2.35} = 6.97\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.97 = 13.03\text{cm}$$

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

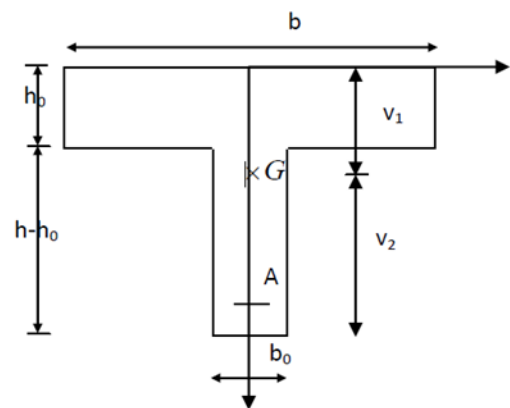


Fig III.15 section de calcul du moment d'inertie

$$I_0 = 15199.77$$

➤ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations

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

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{2.35}{10 * 18} = 0.013$$

$$\rho_1 = 100 * \rho = 1.3$$

$$\rho_1 = 100 * \rho = 1.3 \rightarrow \text{Tableau de BAEL91} \quad \beta_1 = 0.847$$

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A * \beta_1 * d} = \frac{3272.7}{2.35 * 0.847 * 18} = 91.34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A * \beta_1 * d} = \frac{4623}{2.35 * 0.847 * 18} = 129.03 \text{ Mpa}$$

➤ calcule: μ_g ; μ_j ; μ_p

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec : $f_{t28} = 2.1$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.013 * 91.34 + 2.1} = 0.368$$

$$\mu_g = \mu_j = 0.368$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.013 * 129.03 + 2.1} = 0.26$$

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

Avec:

I_f : Moment d'inertie fictif

I_0 : Pour les déformations instantanées

λ_i : Pour les déformations de longue durée

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \rho} = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{10}{60}\right) * 0.013} = 3.23$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b_0}{b}\right) * \rho} = \frac{0.02 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{10}{18}\right) * 0.013} = 1.29$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 15199.77}{1 + 3.23 * 0.368} = 7639.33$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 15199.77}{1 + 1.29 * 0.368} = 11337.5$$

$$I_{fp}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_p * \mu_p} = \frac{1.1 * 15199.77}{1 + 3.23 * 0.26} = 9087.8$$

➤ Calcul des flèches partielles

$$F_g^v = \frac{M_{ig}^s * L^2}{10E_v * I_{fg}^v} = \frac{3272.7 * 3.7^2 * 10^4}{10 * 10818.9 * 11337.5} = 0.376$$

$$F_g^i = \frac{M_{ig}^s * L^2}{10E_i * I_{fg}^v} = \frac{3272.7 * 3.7^2 * 10^4}{10 * 32164.2 * 7639.33} = 0.18$$

$$F_p^i = \frac{M_{ip}^s * L^2}{10E_i * I_{fp}^i} = \frac{4623 * 3.7^2 * 10^4}{10 * 32164.2 * 9087.8} = 0.216$$

➤ La flèche totale

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

$$\Delta f_{ft} = (0.376 - 0.18) + (0.216 - 0.18)$$

➤ La flèche admissible

$$L = 3.7m < 5.00m$$

$$\Delta f_{max} = \frac{3.7}{5} = 0.74$$

$$\text{donc } \Delta f_{ft} = 0.232 < \Delta f_{max} 0.74$$

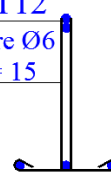
calcul A_t		Choix A_t		DESSIN
Travée	Appuis	Travée	Appuis	
$A_t = 1.61cm^2$	$A_t = 0.84cm^2$	3HA10 $A_t = 2.35cm^2$	2HA12 $A_t = 2.26cm^2$	2T12 Cadre Ø6 e = 15  3T10

Tableau.III.3 : Tableau ferrailage de poutrelle Plancher terrasse

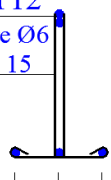
calcul A_t		Choix A_t		DESSIN
Travée	Appuis	Travée	Appuis	
$A_t = 1.50cm^2$	$A_t = 0.78cm^2$	3HA10 $A_t = 2.35cm^2$	2HA12 $A_t = 2.26cm^2$	2T12 Cadre Ø6 e = 15  3T10

Tableau.III.4 : Tableau ferrailage de poutrelle étage courant

III.4 Calcul des planchers à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée L_Y , petite portée L_X , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.4.1 Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$

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

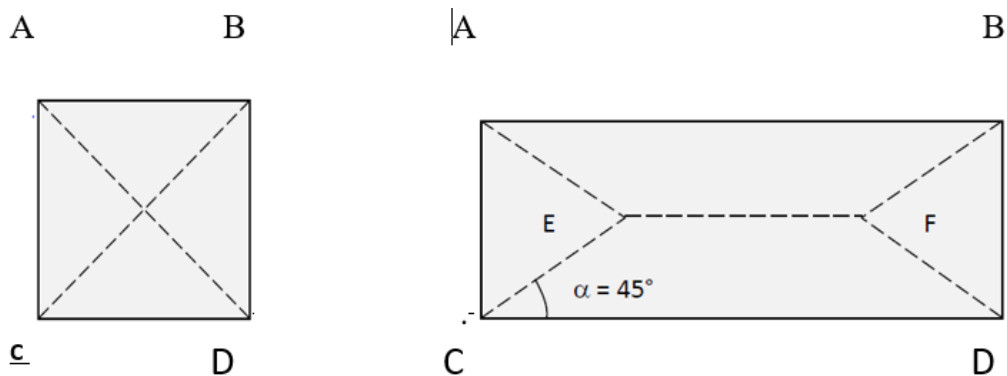
Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) □ □ le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- ✓ La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- ✓ Considérons 2 bandes :
- Une bande suivant le sens x de longueur ℓ_x et de largeur 1m et
- Une bande suivant le sens y de longueur ℓ_y et de largeur 1m
- **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



a- Panneau de dalle de forme carrée

b- Panneau de dalle de forme rectangulaire

Fig.III.16 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

Conclusion :

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement ;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

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

[A.7.2,2 BAEL 91]

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec : } h_d = 16\text{cm}$$

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{cm}$$

on prendra: $\varnothing_{\max} = 10\text{mm}$

Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91].

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{\varnothing_{\max}}{2} \\ c_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} c_x = 10 + \frac{10}{2} = 15\text{mm} \\ c_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\text{mm} \end{cases}$$

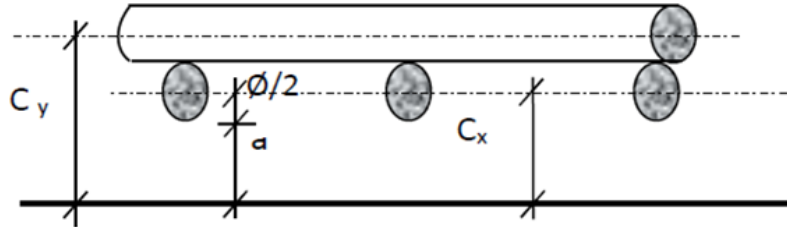


Fig.III.17: Enrobage

Les hauteurs utiles :

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

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

III.4.2.Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G=622\text{daN/m}^2 \\ Q=500\text{daN/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Combinaison fondamentale :**

- ❖ État limite ultime (E .L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 600 + 1.5 \times 500 = 1560\text{daN/m}^2$$

Pour une bande de **1m** de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00$$

$$q_u = 1560\text{daN/ml}$$

- ❖ État limite de service (E.L.S) :

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

$$q_{ser} = 600 + 500 = 1100\text{daN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

- État limite ultime (E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u * \bar{q}_u * L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u * M_x^u \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Suivant la direction } L_x \\ \text{Suivant la direction } L_y \end{array}$$

➤ État limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \overline{q_{ser}} * L_x^2 & \text{Suivant la direction Lx} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} M_x^{ser} & \text{Suivant la direction Ly} \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 & \text{Etats limites service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites service (béton non fissuré).

• Mode d'encastrement :

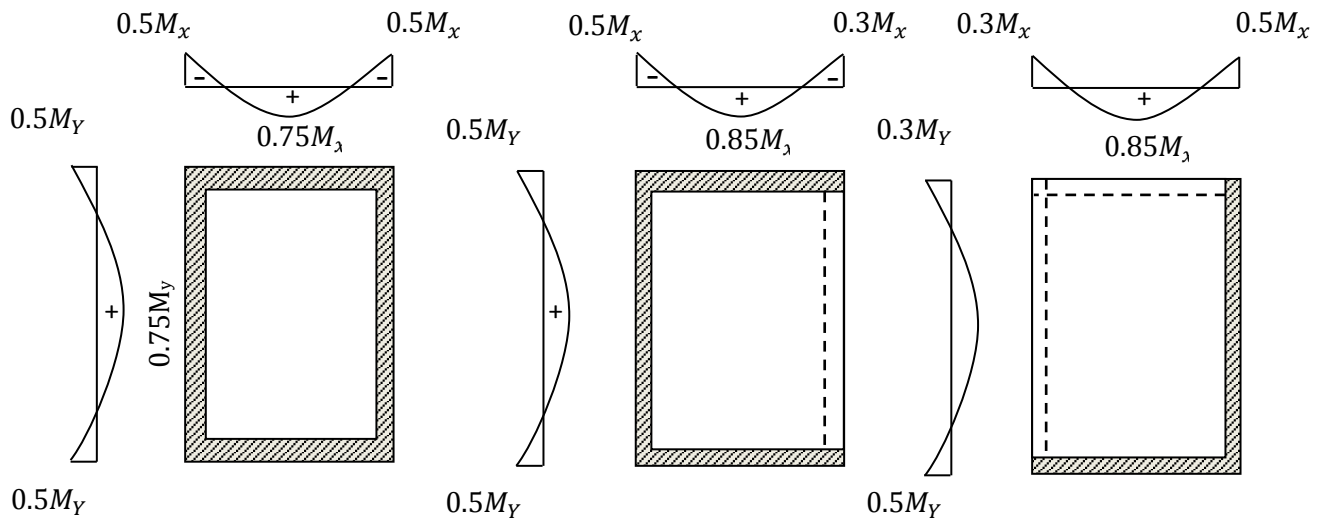


Fig.III.18: Mode d'encastrement

❖ **Etat limite ultime (ELU):**

$$L_x = 3.70 \text{ m}$$

$$L_y = 4.90 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.76$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0.0608 * 1560 * 3.70^2 = 1298.46 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.5274 * 1323.2 = 681.03 \text{ daN.m} \end{cases}$$

❖ **Etat limite de service (E L S)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.067 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} * \overline{q}^{ser} * L_x^2 = 0.0672 * 1100 * 3.70^2 = 1011.96 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} = 0.6580 * 1032.2 = 665.87 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

- ❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{tx}^u = 0.75 * 1298.46 = 973.86$$

$$M_{ty}^u = 0.75 * 681.03 = 510.77$$

- ❖ **Etat limite service :**

$$M_{tx}^s = 0.75 * 1011.96 = 758.97$$

$$M_{ty}^s = 0.75 * 665.87 = 499.4$$

- **Moment en appuis :**

- ❖ **Etat limite ultime :**

$$M_{ax}^u = 0.5 * 1298.46 = 649$$

$$M_{ay}^u = 0.5 * 681.03 = 340.515$$

- ❖ **Etat limite service :**

$$M_{ax}^s = 0.5 * 1011.96 = 505.93$$

$$M_{ay}^s = 0.5 * 665.87 = 332.935$$

Sens Moments	SENS X-X [daN.m]		SENS Y-Y [daN.m]	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
Ma (daN .m)	649	505.93	340.515	332.935
Mt (daN .m)	973.86	758.97	510.77	499.4

Tableau.III.5: Tableau des moments fléchissant à ELU et ELS

III.4.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens(X-X) :

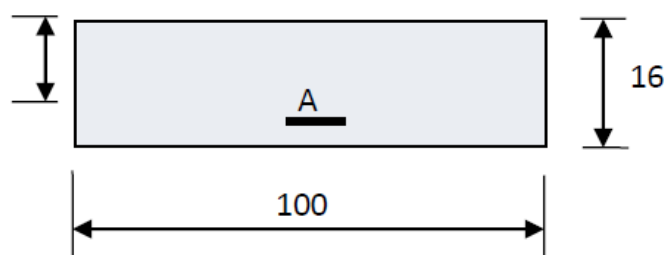


Fig.III.19: Section de calcul en travée Sens x-x.

a) En travée :➤ **ELU :**✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{9738.6}{100 * 14.5^2 * 14.2} = 0.0326$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_t = 0,0326$$

$$\mu = 0.0326 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.041 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.9836$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9738.6}{0.9836 * 14.5 * 348} = 1.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.97 ; 1,28) \rightarrow A = 1.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{tx}^{ser} = 50593 \text{ N.m}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans

• Acier FeE400

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{973.83}{758.97} = 1.28$$

$$\alpha = 0,035 < 0.39 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 14.2 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

• **Conclusion :**

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

✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

❖ **En appuis :**

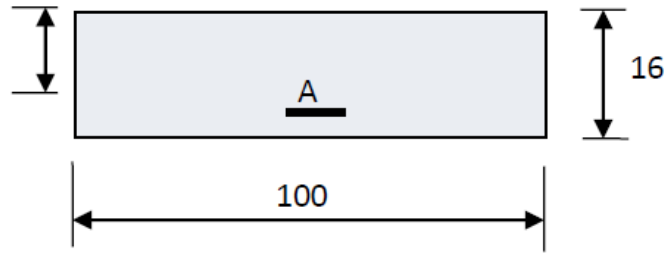


Fig.III.20: Section de calcul en appuis Sens x-x.

1. ELU :

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{6490}{100 * 14.5^2 * 14.2} = 0.0222$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0.0222 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \xi_s > 1000 \xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.028 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.9888$$

• Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{tx}}{\beta * d_x * \sigma_s} = \frac{6490}{0.9888 * 14.5 * 348} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]

$$A_{min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.3; 1,28) \rightarrow A = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2.E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 5059.3 \text{ N.m}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans

• Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{649}{505.93} = 1.28$$

$\alpha = 0,035 < 0.39 \rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_b = 14.2 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

• **Conclusion :**

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

✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

\rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

Sens(Y-Y) :

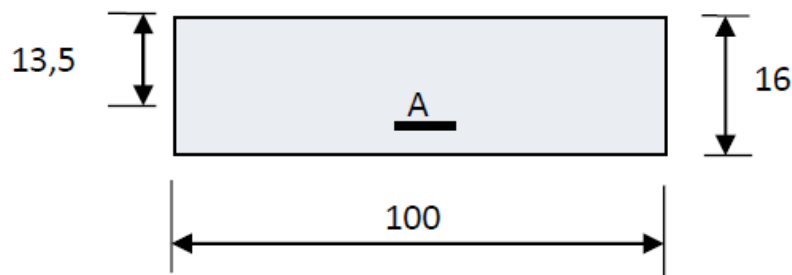


Fig.III.21: Section de calcul en travée sens y-y

❖ **En travée :**

1. **ELU :**

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

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b * d_y^2 * \sigma_b} = \frac{5107.7}{100 * 13.5^2 * 14.2} = 0.019$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,392$$

$$\mu = 0.019 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.9808$$

• **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}}{\beta * d_y * \sigma_s} = \frac{5107.7}{0.9808 * 13.5 * 348} = 1.108 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{\min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(1.108; 1,28) \rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12 / ml \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / ml$$

-E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 4994 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans

- Acier FeE400

$$A' \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{5107.7}{4994} = 1.022$$

$$\alpha = 0,035 < 0.264 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 14.2 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

- **Conclusion :**

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

- ✓ Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

→ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

- ❖ **En appuis :**

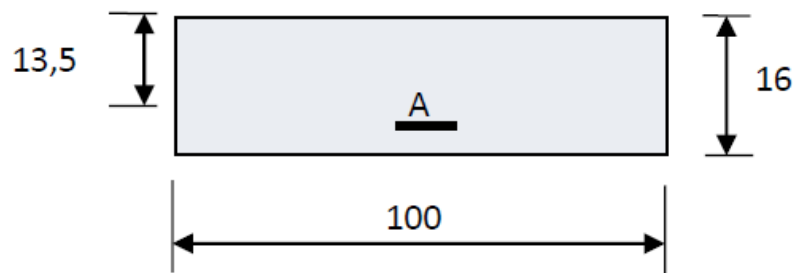


Fig.III.22: Section de calcul en appuis sens y-y

1.ELU :

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

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b * d_y^2 * \sigma_b} = \frac{3405.15}{100 * 13.5^2 * 14.2} = 0.0135$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_\ell = 0,392$$

$$\mu = 0.0135 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000 \xi_s > 1000 \xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0.9932$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{3405.15}{0.9932 * 13.5 * 348} = 0.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

- **Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]**

$$A_{min} = 0,0008 * 100 * 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(0.75; 1,28) \rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2. E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 3395.35 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{3405.15}{3329.35} = 1.028$$

$$\alpha = 0,035 < 0.264 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 14.2 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

- **Conclusion :**

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

III.4.4. Vérification des l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \left(\text{A.5.1.2.1.1 CBA 93} \right)$$

Avec :

τ_u : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : effort tranchant max.

Calcul de T_u^{\max}

T_u^{\max} est calculé par la formule suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

Plancher haut sous-sol :

$$T_x^u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15.60 * 3.70}{2} * \frac{4.90^4}{3.70^4 + 4.90^4} = 21.77 kn$$

$$T_y^u = \frac{q_u * L_y}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{15.60 * 4.90}{2} * \frac{4.90^4}{3.70^4 + 4.90^4} = 28.84 kn$$

Donc : $T_u^{\max} = 28.84 kn$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$

$T_u = 28.84 kn \Rightarrow \tau_u = \frac{28840}{1000 * 135} = 0.21 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

III.4.4 Vérification de la flèche :

- **Vérfications le calcul de la flèche est nécessaire : [B.A.E.L 91/B.7.5]**

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 * M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

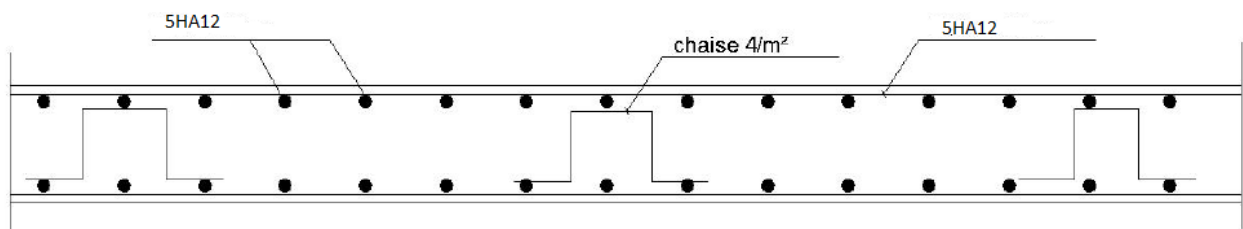
$$\frac{A}{b * d_x} = \frac{5.65}{100 * 14.5} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} 0.005 \quad \text{`Conduction vérifie}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{370} = 0.043$$

Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



FigIII.23 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

CHAPITRE IV

Etude dynamique et sismique de la structure

IV.1 Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période...etc.**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.1 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure. On citera Selon:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.2.1.1 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa groupe d'usage 2. Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre structure ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente

La hauteur de la structure : **H = 30.94m > 23 m**

IV.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

IV.2.2.1 Principe

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.2.2.2 Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.
- W : Poids de la structure.
- Q : facteur de qualité.

IV.2.2.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse

❖ Coefficient d'accélération A :

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre Bâtiment est implanté dans la zone IIa et appartient au groupe d'usage 2

$$\Rightarrow A = 0.15$$

❖ Périodes caractéristiques T1 ; T2

Pour notre site type : S3 $T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,5 \text{ s}$ (Tab 4.7)

❖ Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0,882$). (Tab 4.2)

❖ Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q). \dots\dots\dots \text{(Art 4.4 R.P.A 2003)}.$$

Où :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Critère "Q"	Valeurs P_q	
	P_x	P_y
1-conditions minimales sur les files de Ctv	0.05	0.05
2- Redondance en plan	0.05	0.05
3- Régularité en plan	0	0
4- Régularité en élévation	0.05	0.05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
Σ	0.3	0.3

Tableau IV 1: Valeurs des pénalités

❖ Coefficient de comportement global (R) :

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (**l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003**).

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

D'abord on a supposé que notre structure est un système de contreventement par des voiles donc on prit $R=4$ pour pouvoir calculer avec logiciel rebot les efforts tranchants et les efforts normaux repris par les poteaux et par les voiles.

Et ensuite on a traduit en pourcentage la répartition des charges verticales et horizontales pour connaître le comportement de notre structure

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Etage	Voiles de contreventement			Poteau		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N	Tx	Ty	N
1	3877.31	3814.98	-27489.99	816.28	947.28	-30452.01
2	2794.67	2944.89	-18482.92	1859.89	1757.62	-31130.71
3	3868.74	3493.39	-17700.04	633.73	1037.2	-25603.78
4	3667.55	3192.46	-16023.36	601.7	1096.56	-21480.38
5	3458.5	3066.6	-14686.42	557.29	967.8	-17849.58
6	3110.52	2647.04	-12812.66	599.59	1080.5	-14888.02
7	2794.01	2375.58	-11217.82	541.92	975.69	-11691.75
8	2320.91	1859.26	-9148.18	576.37	1053.27	-9090.08
9	1916.64	1547.65	-7220.39	473.58	861	-6386.11
10	1306.74	917.05	-4951.62	482.58	892.46	-4130.32
11	580.22	295.88	-2645.66	439.44	738.63	-1946.6

TableauIV 2: Les efforts tranchants et les efforts normaux repris par les poteaux et les Voiles

Les diagrammes ci-dessous récapitulent la distribution des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles en pourcentage :

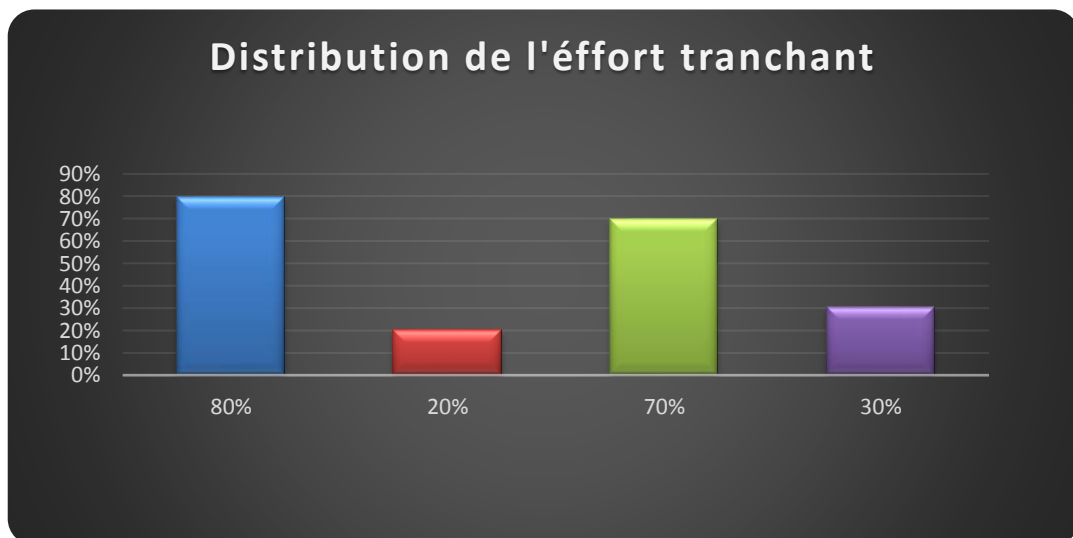


Figure IV 1: Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %

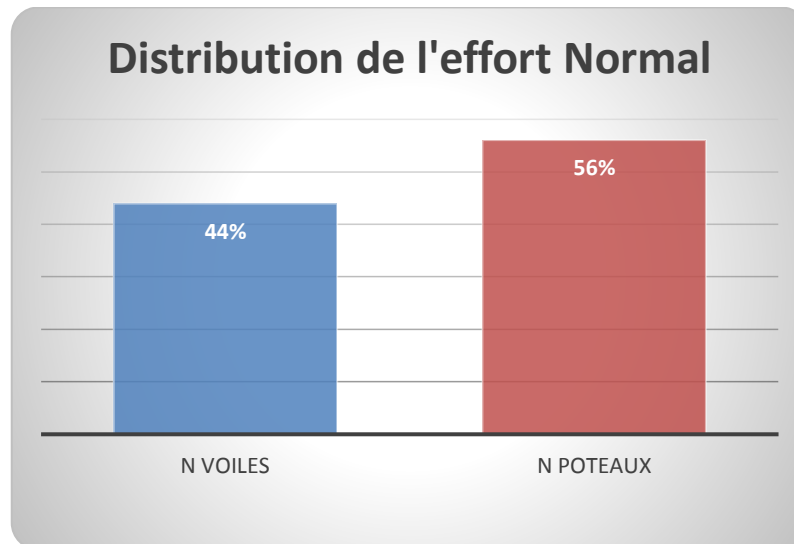


Figure IV 2: Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %

❖ **Commentaire :**

Comme indique dans le chapitre III 3.4 du RPA Version 2003 que si Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc c'est un Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton Armé

❖ **Conclusion :**

La structure étudiée est de type Voiles porteurs Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

IV.3 Modélisation

IV.3.1 Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de (DDL) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.3.2 Détermination des fréquences et modes propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence

inévitables des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissements s'écrit :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée «Equation caractéristique».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

IV.4 La modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la

modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sur le nom « **Autodesk Rebot Structural Analysis Professionnel 2018** ».

IV.4.1 Présentation du logiciel

« Autodesk Rebot Structural Analysis Professionnel 2018 » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, Rebot offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique de centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..... etc.).

IV.4.2 Modélisation de l'interaction du sous sol et de la superstructure

Selon l'ouvrage (**Pratique du calcul sismique «guide d'application de l'eurocode 8** », **Victor Davidovici, Eyrolles**) **article 2.2.1.5 et article 2.2.3.1**), On peut modéliser la structure en deux modèles séparés en considérant que la structure est parfaitement encastré dans le sol pour les raisons de coûts et de complexité de l'analyse à effectuer.

⇒ **Dans le premier modèle** on a modélisé la structure sans interaction du sous sol pour effectuer l'analyse modale car le sous sol entièrement enterré et le terrain qu'il l'entoure est peu déformable. Dans ce cas, la sollicitation sismique venant du sol, le déplacement des voiles périphériques est le même que le déplacement du terrain et donc ces voiles ne participent pas à la stabilité

⇒ **Dans le deuxième modèle** on inclue le sous sol dans la modélisation afin de ferrailer les éléments de la structure en tenant compte toutes les sollicitations

IV.4.3 Etapes de modélisation

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

- 1er étape : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie ainsi que la fixation des règlements de calcul à prendre dans l'analyse.
- 2ème étape : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- 3ème étape : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement...etc.) pour la structure à modéliser.
- 4ème étape : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (la charge

verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

- 5ème étape : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
- 6ème étape : consiste à l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération.
- 7ème étape : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

IV.4.4 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on a choisit.

IV.4.5 Modélisation de la masse

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0,2$ correspondant à la sur charge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie linéairement sur les poutres concernées.

❖ Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de ce logiciel nous a donné la vue en 3D suivante : Premier model : Structure sans sous sol :

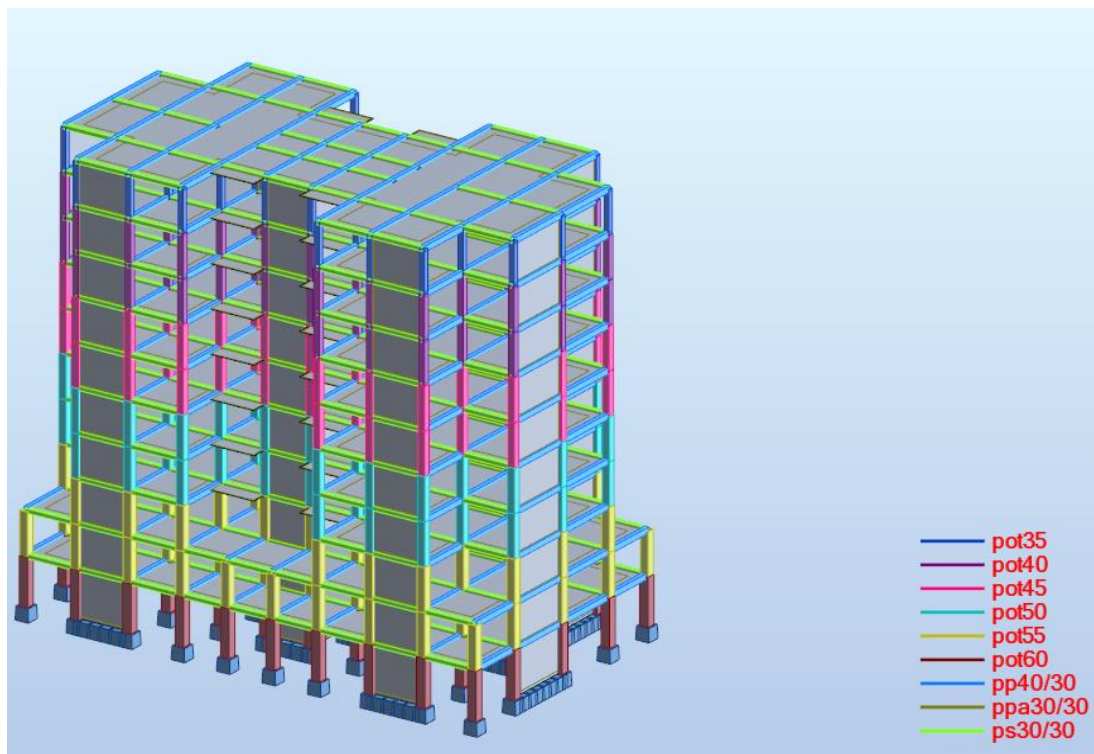


Figure IV 3: Vue 3D de la structure avec le sous sol

Deuxième model : Structure avec le sous sol :

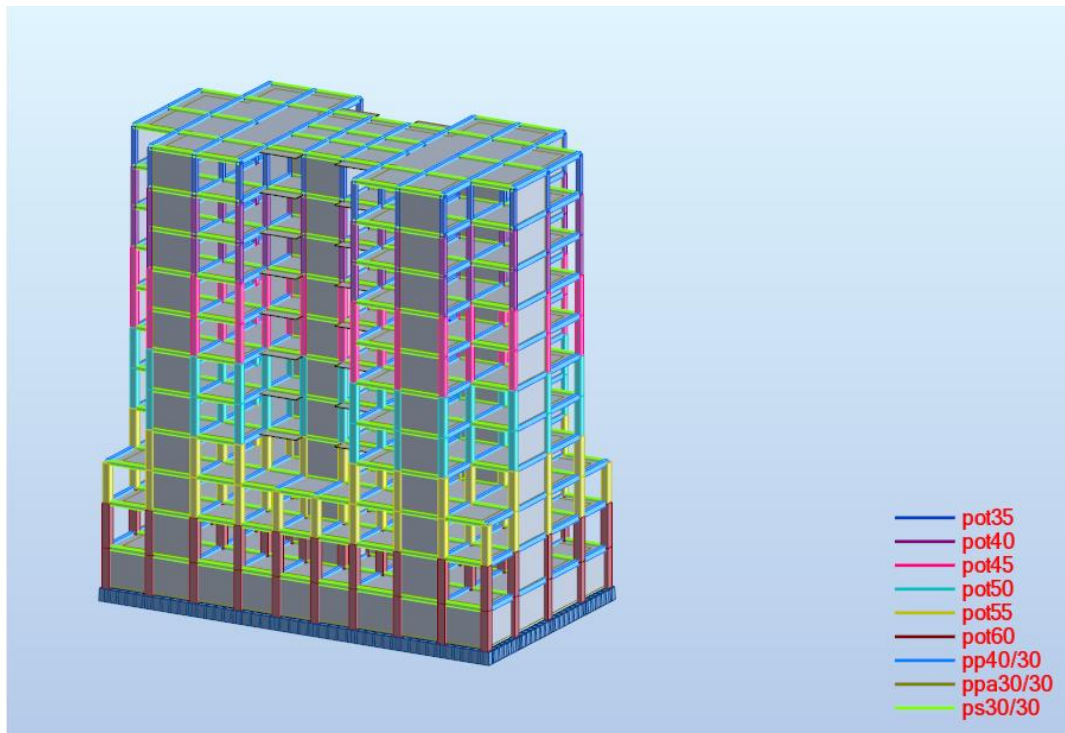


Figure IV 4: Vue 3D de la structure avec le sous sol

Pour l'analyse dynamique on a pris le premier model de la structure sans interaction du sous sol :

❖ Disposition des voiles :

Le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale.

Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, on a essayé au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, du à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique en appliquant ainsi les formules empirique du (**RPA99/V2003**) qui permettent d'obtenir les périodes propres et de les comparer avec plusieurs variantes afin d'avoir un meilleur comportement dynamique. La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité surfaisant tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.

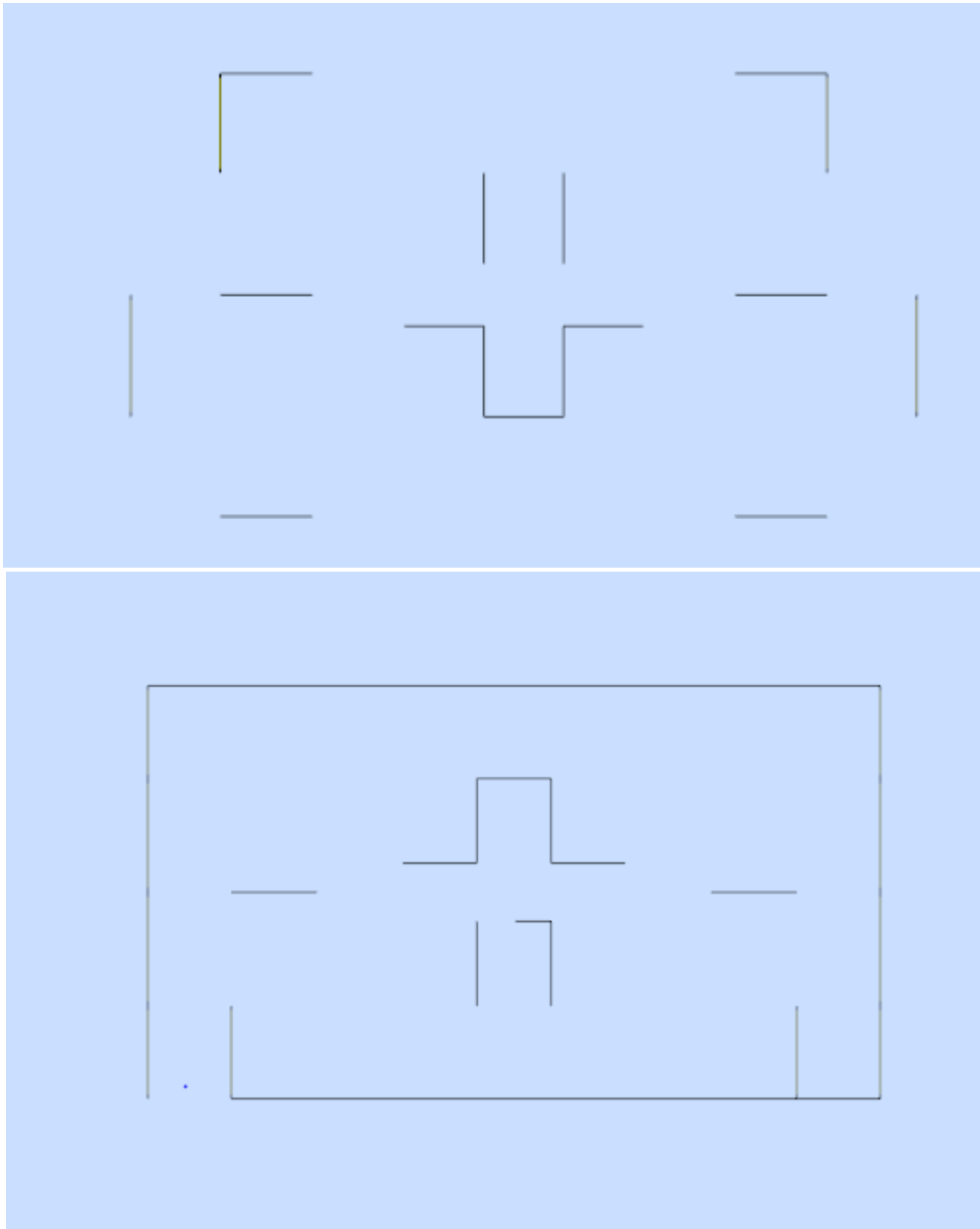


Figure IV 5: Disposition des voiles vue en plan

IV.4.6 Caractéristiques Géométriques

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

Les caractéristiques à déterminer sont :

- ⇒ Le centre de Masse
- ⇒ Le centre de Torsion

IV.4.6.1 Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$\{X_{G_i}\}$ sont les coordonnées de l'élément "i".

$\{Y_{G_i}\}$

IV.4.6.2 Centre de torsion

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux.

IV.4.6.3 Calcul de l'excentricité

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- ❖ Excentricité théorique.
- ❖ Excentricité accidentelle.

⇒ *Excentricité théorique* :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Tableau du centre de masse et du centre de rigidité :

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	1051729	15.80 8.96 -0.57	15.80 8.36 -0.95	0	0.6
Etage 2	937879.3	15.80 8.96 2.65	15.80 8.35 2.30	0	0.61
Etage 3	816900.3	15.80 9.00 5.67	15.80 8.35 5.35	0	0.65
Etage 4	779930.6	15.80 9.00 8.76	15.80 8.34 8.43	0	0.66
Etage 5	779930.6	15.80 9.00 11.82	15.80 8.34 11.49	0	0.66
Etage 6	746481.9	15.80 9.01 14.91	15.80 8.34 14.58	0	0.66
Etage 7	746481.9	15.80 9.01 17.97	15.80 8.34 17.64	0	0.66
Etage 8	716554	15.80 9.01 21.07	15.80 8.34 20.73	0	0.67
Etage 9	716554	15.80 9.01 24.13	15.80 8.34 23.79	0	0.67
Etage 10	729434	15.80 9.01 27.26	15.80 8.34 26.88	0	0.67

Tableau IV 3: Calcul de l'excentricité théorique

⇒ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la **RPA (art4.3.7)** dans le cas où on procède à une analyse tridimensionnelle, est égale en à l'excentricité théorique calculée, en rajoutant une excentricité accidentelle (additionnelle) qui est de valeur +/- 0.05 L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique)

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

$$E_{acc} = E_{théorique} \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = 0.67 \pm 0.05 \max (31.60 ; 17.80) = \mathbf{2.25m}$$

IV.4.7 Mode de vibration et participation massique

Après l'analyse automatique par le logiciel Rebot 2018, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.91	0.52	0	62.79	0	62.79
2	1.92	0.52	62.64	62.79	62.64	0
3	2.3	0.43	63.44	62.79	0.79	0
4	7.79	0.13	83.49	62.8	20.05	0
5	8.04	0.12	83.49	83.49	0	20.69
6	9.84	0.1	83.49	83.49	0.01	0
7	16.47	0.06	90.89	83.49	7.4	0
8	17.51	0.06	90.89	91.43	0	7.94
9	18.22	0.05	90.89	91.43	0	0
10	18.22	0.05	90.89	91.43	0	0.01

Tableau IV 4 : Mode de vibration et participation massique

IV.4.8 Schémas des modes de vibration

⇒ **1^{er} mode :** c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1=0,52s$ la grande partie de la masse se déplace dans le sens Y avec 62.79%

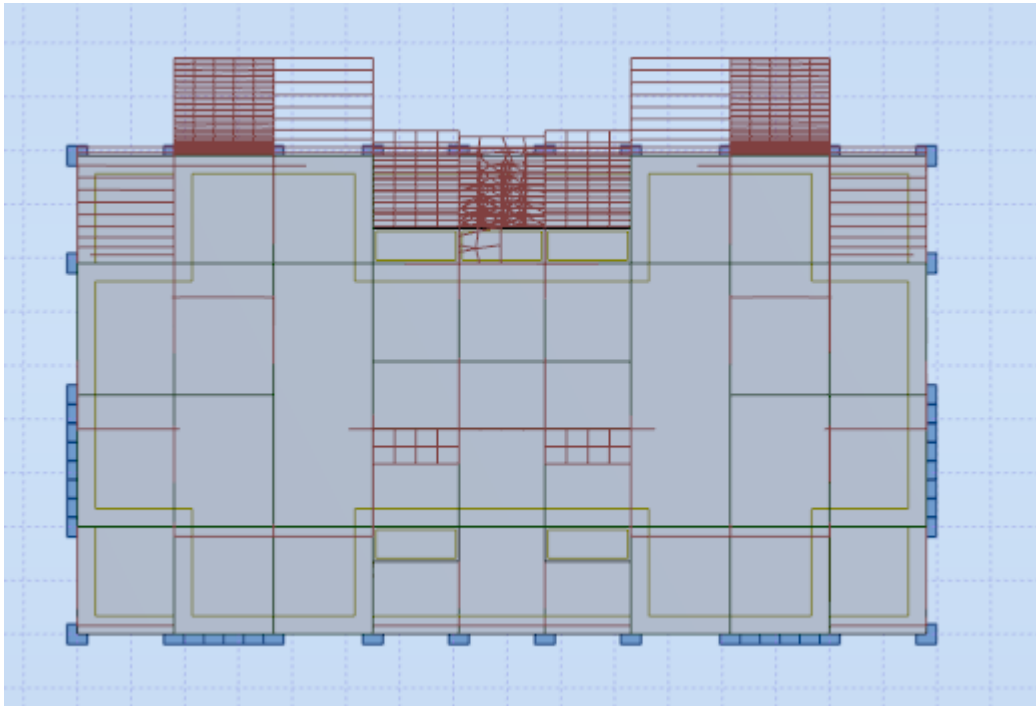


Figure IV 6: Premier mode de vibration

- ⇒ **2^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0,52s$ la grande partie de la masse se déplace dans le sens X avec 62.64%

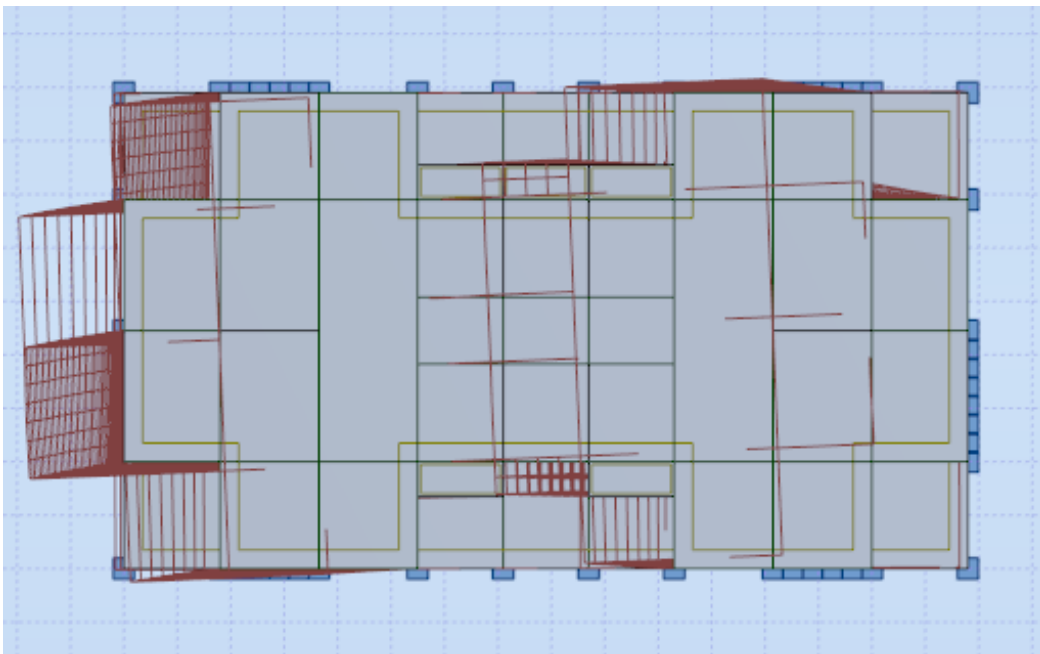


Figure IV 7: Deuxième mode de vibration

- ⇒ **3^{er} mode** : c'est un mode de torsion suivant de période $T_1=0,43s$

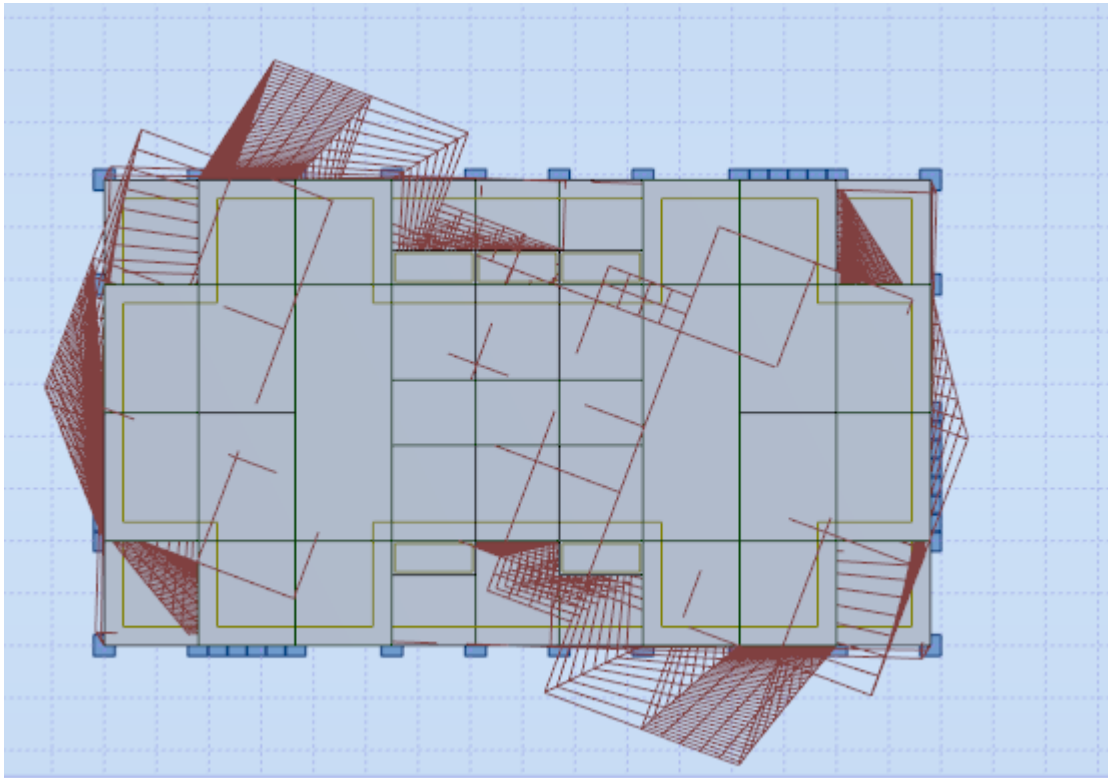


Figure IV 8: Troisième mode de vibration

IV.5 Combinaisons des réponses modales : (Art 4.3.5 ; RPA 99)

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ Avec ($T_i \leq T_j$) vérifié la

relation suivantes : $r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$ Avec : $\xi_i = \xi_j = 7\%$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$T = C_i h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode

« i » K : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sum \xi_i \xi_j)$
1	0.52	1	0.993
2	0.52	0.826923077	0.993
3	0.43	0.302325581	0.993
4	0.13	0.923076923	0.993
5	0.12	0.833333333	0.993
6	0.1	0.6	0.993
7	0.06	1	0.993
8	0.06	0.833333333	0.993
9	0.05	1	0.993
10	0.05	0	0.993

Tableau IV 5: Combinaisons des réponses modales

❖ **Commentaire :**

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres,

donc la réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

à partir des résultats du logiciel rebot on a obtenu les réponses suivantes calculées par la méthodes CQC « Complete Quadratique Combinaison »

$E_x = 5190.93 \text{ KN}$ $E_y = 5191.64 \text{ KN}$

IV.6 Vérification de la structure vis-à-vis le règlement parasismique Algérien (RPA99version2003)

IV.6.1 Vérification du comportement dynamique

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (**Art 4.3.4 RPA 2003**).

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et: } T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

Avec :

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol
 T_K : la période du mode K.

Commentaire :

Direction xx : 7^{ème} mode : Masse cumulée = 91.56%

Direction yy : 8^{ème} mode : Masse cumulée = 92,10 %

⇒ **Condition de vérification : Masse cumulée > 90%**

IV.6.2 Vérification de la période fondamentale selon (Article 4.2.4, RPA99/v.2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

❖ La Première formule :

La formule empirique (4-6 donnée par le **RPA99/v.2003**) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

⇒ Application de la formule :

Cas bâtiment en béton armé ⇒ $C_T = 0,05$

Dans notre cas on n'a pas inclus le sous sol dans l'analyse dynamique donc $h_N = 30.94$ m

Alors : $T = 0,05 \times (30.94)^{3/4} = 0.65 \text{ sec} \Rightarrow T = 0,65 \text{ sec}$

❖ La Deuxième formule :

La formule 4.7 **RPA 99/ v.2003**

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

H_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

⇒ Application de la formule :

$H_n = 30.94$ m

$D_x = 31.6$

$D_y = 17.8$

❖ **Commentaire**

La valeur obtenue par cette formule sera comparé avec la période dynamique donc selon les résultats du Tableau IV 6 on remarque que la masse déplacée suivant le sens Y avec un pourcentage massique de 62.79% dépasse les 50% de la masse totale et elle plus grande par rapport à celle du sens X qui est presque négligeable avec un pourcentage de 0.15% Dans le premier mode, donc on constate que la déformation est une translation suivant Y Alors la valeur de D à prendre est celle de Dx

$$T = 0,09 \frac{30.94}{\sqrt{31.6}} = 0.49s$$

T statique		T dynamique (1 ^{er} mode)
1,3 x Formule 1	1,3 x Formule 2	0.52 s
0.84 s	0.63 s	

Tableau IV 6: Vérification de la période fondamentale

⇒ Tstat = min {T (formule 1) ; T (formule 2)}

⇒ Tdyn=0.52 s < 1,3TStat=0.63s

⇒ **Condition de vérification : Tdynamique < 1.3. Tstatique**

IV.6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (ART 4.3.6 RPA 2003)

IV.6.3.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Dans la méthode statique équivalente les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

⇒ **Calcul de force sismique total :**

D'après l'art 4.2.3 de **RPA99/version 2003**, la force sismique totale **V** qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

WT : poids total du bâtiment

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

⇒ A = 0.15

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).
(D'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Pour le calculer D il faut d'abord calculer la période T empirique par deux formules et suivant les deux directions et les comparer avec T analytique calculé par la méthode d'analyse modale :

❖ La formule empirique 1 :

Selon (4-6 donnée par le RPA99/v.2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec:

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) C_T : est un coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

⇒ Application de la formule :

Cas bâtiment en béton armé ⇒ $C_T = 0,05$

Dans notre cas on n'a pas inclus le sous-sol dans l'analyse dynamique donc $h_N = 30.94$ m Alors : $T = 0,05 \times (30.94)^{3/4} = 0.65$ sec ⇒ **T = 0,65s**

❖ La formule empirique 2 :

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule 4.6 RPA 99/ v.2003, on peut également utiliser aussi la formule 4.7 RPA 99/ v.2003.

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

⇒ Application de la formule pour calcul de T_x et T_y (empirique)

a) - sens longitudinale : $D_x = 31.60$ m $T_x = 0.49$ sec

b) - sens transversale : $D_y = 17.80$ m $T_y = 0.65$ sec

D'après RPA99/v.2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

T_x empirique = min (T, T_x) = min (0.65, 0.49) = **0,49 s**

T_y empirique = min (T, T_y) = min (0.65, 0.65) = **0,65s**

❖ **T analytique :**

Cette période est calculée à l'aide du Logiciel robot en utilisant la méthode d'analyse modale

Dans le premier mode on trouve T_y analytique = **0.52s**

Dans le deuxième mode on trouve T_x analytique = 0.52s

❖ **Conclusion**

Pour trouver la période fondamentale de calcul du D on a comparé les différentes périodes en suivant l'interprétation de (**l'article 4-2-3 de RPA99 version 2003**) résumée dans le tableau ci-dessous :

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D
Cas 1 : T analytique < T empirique	$T = T$ analytique
Cas 2: T empirique < T analytique < $1.3T$ empirique	$T = T$ empirique
Cas 3 : T analytique > $1.3T$ empirique	$T = 1.3T$ empirique

Tableau IV 7: Période fondamentale de calcul

Suivant le sens x la période de calcul est T_x :

$$\Rightarrow T_x \text{ empirique} = 0.49s < T_x \text{ analytique} = 0.52s < 1.3T_x \text{ empirique} = 0.78s$$

$$\Rightarrow T_x = T_x \text{ analytique} = 0.49s$$

Suivant le sens y la période de calcul est T_y :

$$\Rightarrow T_y \text{ analytique} = 0.52s < T_y \text{ empirique} = 0.65s$$

$$\Rightarrow T_y = T_y \text{ analytique} = 0.52s$$

❖ **T1 et T2 :**

On a: le site d'implantation est de classe S3 dans une zone de sismicité

IIa Donc selon le tableau 4-7 de l'article 4-3-3 **RPA99/v.2003**,

$$\rightarrow T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

❖ **Calcul de D suivant le sens x et suivant le sens y :**

$$\rightarrow T_2 > T_x < 3s \text{ donc : } D_x = 2.5\eta = \mathbf{2.205}$$

$$\rightarrow T_2 < T_y < 3s \text{ donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.138$$

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$\mathbf{Q=1.3}$$

❖ **Coefficient de comportement global (R) :**

le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

❖ **W : poids total de la structure.**

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$w = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 RPA99/v.2003})$$

Avec W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charged'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\Rightarrow \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau :

$$W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

La masse totale calculée par **Robot**:

$$W = 8021875.32 \text{KG} = 80218.7532 \text{KN}$$

❖ **Conclusion:**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Paramètres	A	Q	D _x	D _y	R	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	0,15	1,3	2.205	2.138	3.5	80218.7532	5190.93	5191.64

Tableau IV 8: Efforts sismiques par la méthode statique équivalente

IV.6.3.2 Vérification ART 4.3.6 RPA 2003

La résultante des forces sismique a la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

❖ **Efforts tranchants à la base (Analyse modale spectrale) :**

V _x (KN)	5190.93
V _y (KN)	5191.64

Tableau IV 9 : Effort tranchant à la base

Le tableau ci dessous récapitule la vérification :

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique}	0.8 V _s < V _{dyn}
Sens longitudinal (x-x)	4130.98	5190.93	3304.784	Condition vérifiée

Sens transversal (y-y)	4005.46	5191.64	3204.37	Condition vérifiée
-------------------------------	---------	---------	---------	---------------------------

Tableau IV 10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

IV.6.4 Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N : l'effort normal maximal,

B : section du poteau

Fc28 : résistance caractéristique du béton

Pour la vérification de cette condition on 'a pris le deuxième model modéliser avec le sous-sol afin de déterminer le poteau le plus sollicité de la structure globale

Zone	Section	N(kN)	Bc (cm)	fc28 (Mpa)	v	Remarque
1	60x60	1231130	360000	25	0.136792	C.V
2	55x55	960300	302500	25	0.126982	C.V
3	50x50	725780	250000	25	0.116125	C.V
4	45x45	508000	202500	25	0.100346	C.V
5	40x40	305790	160000	25	0.076448	C.V
6	35x35	114730	122500	25	0.037463	C.V

Tableau IV 11: Vérification de l'effort normal réduit

❖ Commentaire :

Condition $v < 0.30$ est vérifiée

IV.6.5 Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art4.43 formule 4-19 – RPA99/v.2003}).$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \quad (\text{Art4.43 – RPA99/v.2003}).$$

⇒ Logiciel rebot nous donne directement les déplacements relatifs

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans les tableaux suivants :

Etage	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	Hk(cm)	1%Hk(cm)
RDC	0.2	0.2	340	3.4
1	0.3	0.3	306	3,06
2	0.4	0.4	306	3,06
3	0.5	0.5	306	3,06
4	0.6	0.6	306	3,06
5	0.6	0.6	306	3,06
6	0.7	0.7	306	3,06
7	0.7	0.7	306	3,06
8	0.6	0.7	306	3,07
9	0.6	0.6	306	3,08

Tableau IV 12: Vérification des déplacements inter-étage

❖ Commentaire :

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow \Delta_k < 1\%h_k$.

IV.6.6 Vérification de l'effet P-Δ

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'applicationsimultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le **RPA99/2003** estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivantes est vérifiée:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_K \cdot h_k} \leq 0.10 \quad (\text{article 5.9. RPA99/2003}).$$

⇒ Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen

d'une analyse élastique du 1° ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

⇒ Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K " .

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	- 79146.6	0.2	5191.04	3.4	0.008968686	OK
2	- 67782.71	0.3	5090.21	3.06	0.013055186	OK
3	- 58713.32	0.4	4876.06	3.06	0.015740052	OK
4	- 50956.32	0.5	4611.41	3.06	0.01805564	OK
5	- 43378.11	0.6	4277.55	3.06	0.019884073	OK
6	- 35859.55	0.6	3861.71	3.06	0.018207696	OK
7	- 28502.75	0.7	3362.87	3.06	0.019388906	OK
8	- 21199.33	0.7	2772.62	3.06	0.017490749	OK
9	- 14040.63	0.6	2068.07	3.06	0.013312241	OK
10	-6929.03	0.6	1173.16	3.06	0.011580972	OK

Tableau IV 13: Vérification de l'effet P- Δ x-x

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	8198.26	0.2	5191.74	3.4	-0.00092888	OK
2	8028.96	0.3	5084.74	3.06	-0.001548069	OK
3	7685.41	0.4	4867.11	3.06	-0.002064118	OK
4	7269.86	0.5	4603.95	3.06	-0.002580144	OK
5	6747.82	0.6	4273.36	3.06	-0.003096163	OK
6	6096.47	0.6	3860.85	3.06	-0.003096174	OK
7	5315.27	0.7	3366.11	3.06	-0.003612215	OK
8	4392.99	0.7	2782.06	3.06	-0.003612188	OK
9	3288.24	0.7	2082.3	3.06	-0.003612408	OK
10	1871.96	0.6	1185.25	3.06	-0.003096823	OK

Tableau IV 14: Vérification de l'effet P- Δ y-y

❖ **Commentaire :**

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

❖ **Conclusion générale :**

Suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003** et d'après les résultats obtenus et les vérifications réalisées, On peut dire notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Nous pouvons dire aussi que la conception adoptée reflète le comportement typique

CHAPITRE V

Etude des éléments secondaires

V.1 Introduction

Ce sont des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagés, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.). Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Donc dans ce chapitre on fera l'étude de tous les éléments secondaires du bâtiment.

V.2 Calcul des escaliers

V.2.1 Prédimensionnement des escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé type : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- (1) : épaisseur de palier de repos (e).
- (2) : longueur projetée de la volée (L0).
- (3) : Giron (g).
- (4) : hauteur de la contre marche (h).
- (5) : hauteur de la volée (H).
- (6) : inclinaison de la paillasse (α)
- (7) : emmarchement.

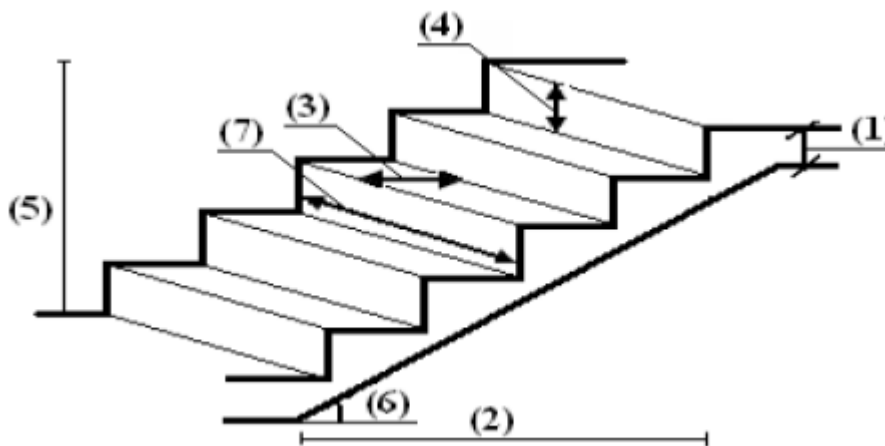


Figure V.1 : Schéma de l'escalier

→ Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de BLONDEL :

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

$$16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$g \geq 23 \text{ cm}$$

h : La hauteur de la contre marche.

g : giron.

H : La hauteur d'étage.

→ Pour le sous-sol et étage courant à partir du deuxième étage jusqu'au dernier étage :

Hauteur d'étage : H = 3.06 m.

Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17$ cm

→ On prend $g = 30$ cm.

• Détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow n=18$ marches (9+9).

• Hauteur de la paillasse :

$$H' = 0.17 \cdot 9 = 1.53 \text{ m} \rightarrow H' = 1.53 \text{ m.}$$

• Détermination de la longueur projetée de la paillasse :

$$L = g (n-1) = 2.4 \text{ m.}$$

• Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $tg \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{1.53}{2.4} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$.

• Détermination de la largeur de la paillasse : $Lp = \frac{H'}{\sin \alpha} = 2.8 \text{ m.}$

• Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $\frac{Lp}{30} \leq e \leq \frac{Lp}{20}$

$$9.3 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm} \rightarrow e = 14 \text{ cm} \rightarrow L' \text{ épaisseur du palier: } e = 16 \text{ cm.}$$

On adopte : e = 16cm « Pour les raisons de la vérification de la flèche »

→ Pour RDC:

• Hauteur d'étage : H = 3.4 m

• Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et $h = 17$ cm

→ On prend $g = 30$ cm.

• Détermination du nombre de marches : $n = H/h = 340/17 = 20$ marches (10+10).

• Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17 \cdot 10 = 1.7 \text{ m}$ $H' = 1.7 \text{ m.}$

• Détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L = g (\frac{n}{2} - 1) = 3 \text{ m.}$

• Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $tg \alpha = \frac{H'}{L} \Rightarrow \alpha = 29.5^\circ$.

• Détermination de la largeur de la paillasse : $Lp = \frac{H'}{\sin \alpha} = 3.45 \text{ m.}$

• Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $\frac{Lp}{30} \leq e \leq \frac{Lp}{20}$

• $11.5 \text{ cm} \leq e \leq 17.25 \text{ cm} \rightarrow e = 16 \text{ cm} \rightarrow L' \text{ épaisseur du palier : } e = 16 \text{ cm.}$

V.2.2 Descente de charge

➤ **Palliasse :**

❖ **Charges permanentes :**

1. Revêtement horizontal (carrelage+mortier de pose +sable).....104 daN/m²

2. Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$)58.93 daN/m²

3. Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$).....187 daN/m²

4. Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep}{\cos(29.5)}$).....459.6 daN/m²

5. Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos(29.5)}$).....31.03 daN/m²

G=840.56 daN/m²

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Locaux a usage commercial : pour la circulation **Q=250 daN/m²**

❖ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de largeur unité $b=1 \text{ m}$

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

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

$$q_u = (1,35 \times 840.56 + 1,5 \times 250) \times 1 = 1509.76 \text{ daN/ml}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s = (G + P) \times 1$$

$$q_s = (840.56 + 250) \times 1 = 1090.56 \text{ daN/m}$$

➤ **Palier**

❖ **Charge permanentes :**

1. **Revêtement horizontal (carrelage + mortier de pose = sable) 104 daN/m²**
2. **Poids propre du palier (ep = 16cm).....400 daN/m²**
3. **Enduit au ciment (18x1.5)27daN/m²**

$$G=531 \text{ daN/m}^2$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Locaux a usage commercial : pour la circulation **Q=250 daN/m²**

❖ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de largeur unité b=1 m

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

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

$$q_u = (1,35 \times 531 + 1,5 \times 250) \times 1 = 1091.85 \text{ daN/ml}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s = (G + P) \times 1$$

$$q_s = (531 + 250) \times 1 = 781 \text{ daN/m}$$

V.2.3 Calcul de ferrailage :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 15.1 \times 2.4 + 10.91 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 50.423 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70}$$

$$R_A = \frac{15.1 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + 10.91 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2}\right)}{3.70} \Rightarrow R_A = 26.98 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70}$$

$$R_B = \frac{15.1 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10,91 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70} \Rightarrow R_B = 17.72 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) :**

• **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 10.90 \times 2.4 + 7.81 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 36.3 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + q_2^s \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2}\right)}{3.70}$$

$$R_A = \frac{10.9 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.30\right) + 7.81 \times 1,30 \times \left(\frac{1,30}{2}\right)}{3.70} \Rightarrow R_A = 19.46 \text{ KN}$$

• $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70}$$

$$R_B = \frac{10.9 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.81 \times 1.30 \times \left(\frac{1.30}{2} + 2.40\right)}{3.70} \Rightarrow R_B = 16.85 \text{ KN}$$

ELU :

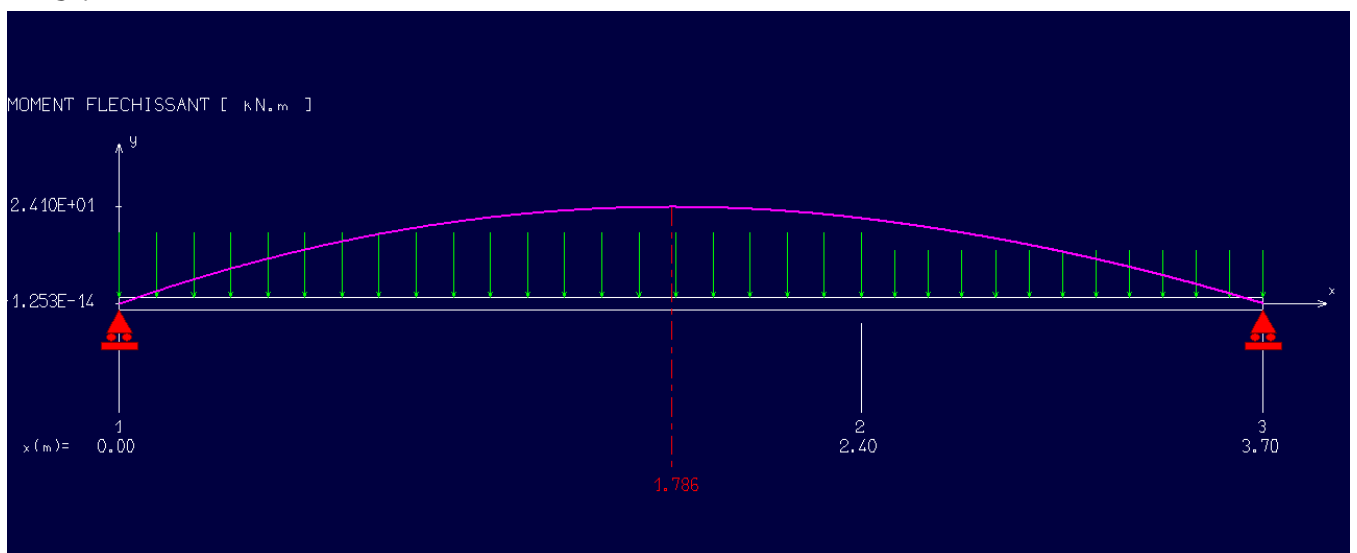


Figure V.2 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

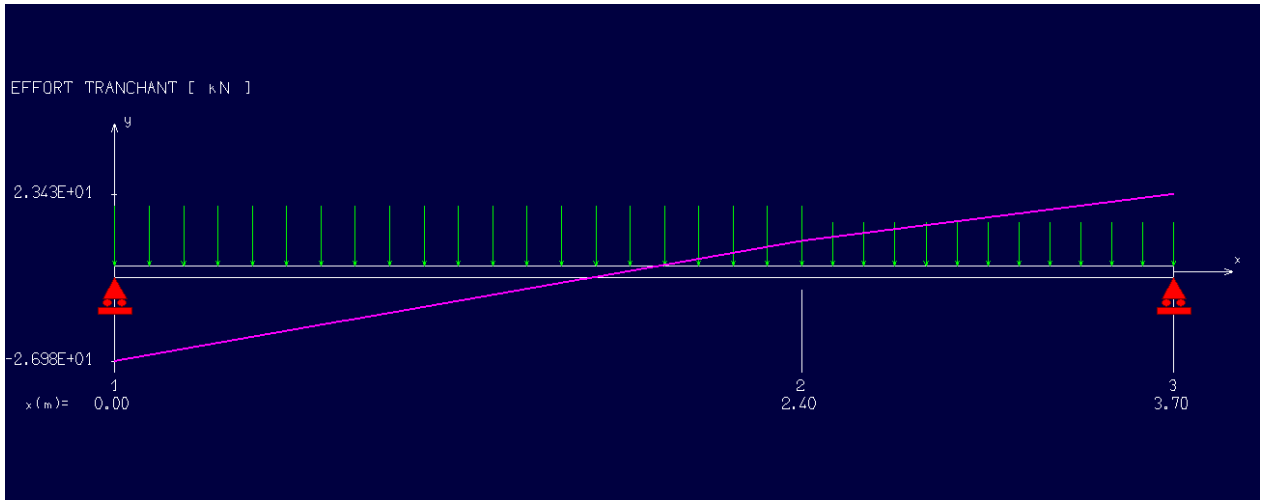


Figure V.3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

➤ **En travée :**

$$M_{tu} = M_0 \cdot 0.85 = 24.1 \cdot 0.85 = \mathbf{20.485 \text{ KN.m}}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

$$c' = a + \frac{\phi}{2} = 1 + 0.5 = 1.5 \text{ cm}$$

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.16 \text{ m}$, $d = 0.145 \text{ m}$, $c = c' = 0.015 \text{ m}$

Sollicitation : $M_u = 20.485 \text{ KN.m}$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.068 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{20485}{0.969 \times 348 \times 145} = 4,189 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2} = \mathbf{6T12}$

Espacement = 20 cm

• **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 3.93 \text{ cm}^2 = 5T10$

➤ **En appuis:**

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 24.1 \cdot 0.3 = 7.2 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,024 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0324$$

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

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{7200}{0.987 \times 348 \times 14.5} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5T12$

Espacement = 25 cm

• **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: $A_r = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$

✚ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.75 \text{ cm}^2 < A_t = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.75 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$ (charge répartie + charge concentrée)

$$S_t \leq \min \{32; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée: } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \{48; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

✚ **Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 26.98 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{26980}{1000 \cdot 125} = 0,215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

✚ **Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 14 = 175.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26980}{0.9 \cdot 125 \cdot 175.84} = 1.363 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✚ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

➤ **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 3.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.4 * 400}{4 * 3.835} = 36.5 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 * l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 * 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 3.835} = 31.29 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 * l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 * 40 = 16 \text{ cm}$$

✚ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :** (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{26980}{1000 * 125} = 0.215$$

Donc condition est vérifiée.

✚ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :** (BAEL99Art AS .1.313)

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.26 * a * b * f_{c28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 * (145) = 131.4 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.26 * 131.4 * 1000 * 25 = 854100 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 21.75 \text{ KN} \leq 854.100 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

✚ **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **Aux travées**

• **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y^2 - 15 * A_s * (d - y) = 50y^2 + 61.305y - 827.617$$

$$y1 = 3.52\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 3.52^3) / 3 + 15 \cdot 4.087 \cdot (14.5 - 3.52)^2 = 8844.76\text{cm}^4.$$

• **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y1 = (15734 / 8844.76) \cdot 3.52 = 6.26\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 6.26\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **Aux appuis:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y1 = (00 / 6397.466) \cdot 3.52 = 00\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 00\text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

V.2.4 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.16}{3.7} = 0.043$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93}) \text{ Et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0.16^3}{12} = 0,000341\text{m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86\text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 18.61\text{KN.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{18610 \cdot 3,7^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 10^6 \cdot 0,00034} = 0.007\text{cm}$$

$$f = 0.007\text{cm} < \bar{f} = 0,74\text{ cm}$$

Condition vérifiée.

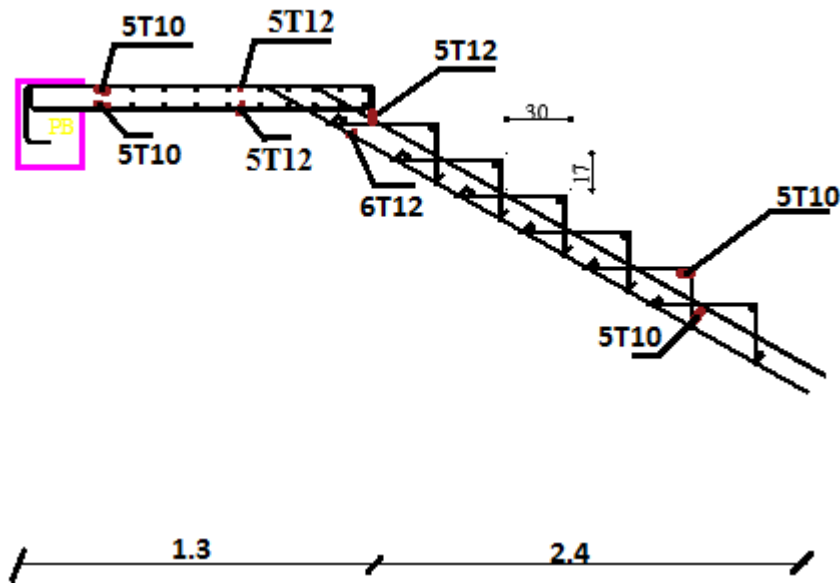


Figure V.4 : Ferrailage des escaliers

V.3 Calcul de la poutre palière:

V.3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

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

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

• **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/30 = 1 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension (30x30) cm²

- **Charge supportée par la poutre:**

Poids propre de la poutre: G = 0.30 * 0.3 * 25 = 2.25 KN/m

Réaction du palier (ELU) RAu = 26.98 KN/ml.

Réaction du palier (ELS) RAs = 17.72 KN/ml.

- **Combinaison à considérer :**

ELU :

qu = 1,35 G + RAu.

qu = 1,35 * (2.25) + 26.98 = 30.017 KN/ml.

ELS :

qs = G + Q = G + RAs.

qs = 2.25 + 17.72 = 20.60 KN/ml.

V.3.2 Calcul du ferrailage (ELU) :

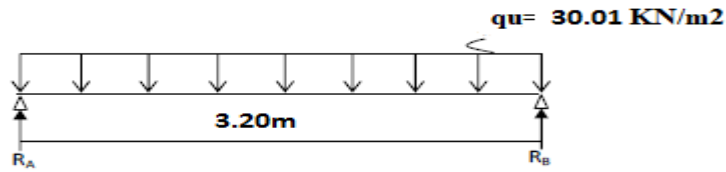


Figure V.5 : Schéma statique (ELU).

$R_A = R_B = (qu \cdot l) / 2 = 48.01 \text{KN}$

➤ Calcul des moments isostatique :

$M_0 = M_{\max} = (qu \cdot l^2) / 8 = 38.41 \text{KN.m}$

➤ Correction des moments

En appuis :

$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 38.41 = -11.52 \text{KN.m.}$

En travée :

$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 38.41 = 32.65 \text{KN.m.}$

➤ Effort tranchant :

$T = R_A = R_B = 48.01 \text{KN}$

➤ Les diagrammes des moments et efforts tranchants

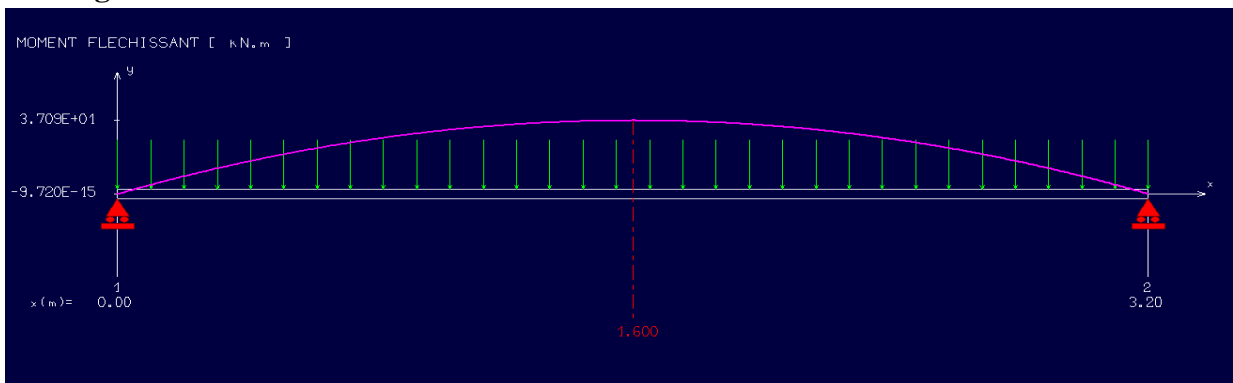


Figure V.6: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

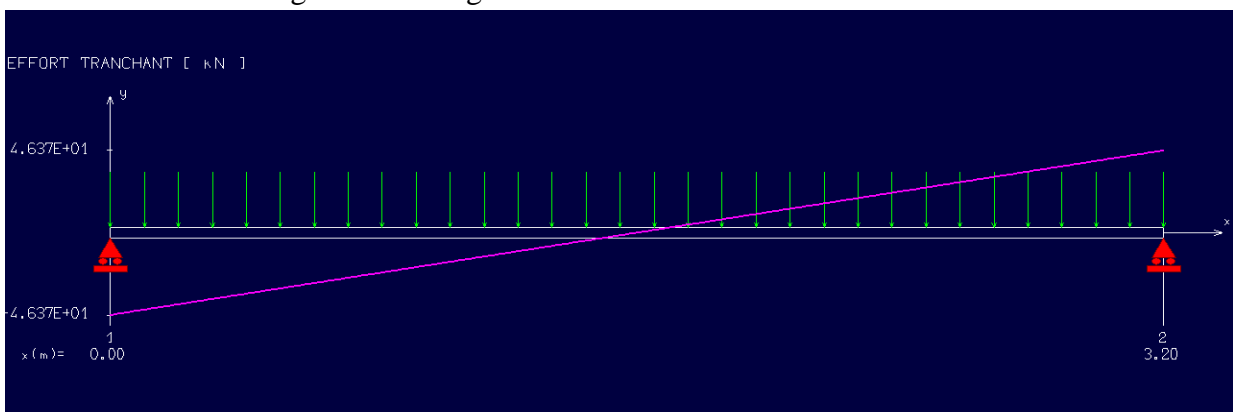


Figure V.7: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

✚ Calcul des armatures :

➤ Armatures principales (longitudinal) :

En travée

$$M_u = 32.65 \text{ KN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.101 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.011$$

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

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{32650}{0.995 \times 348 \times 27} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 6.16 cm² = 4T14**

➤ Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On adopte: Ar = 2.51 cm² = 5T8

En appuis:

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 11.57 \text{ KN .m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,037 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{11570}{0.982 \times 348 \times 27} = 1.205 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 4.52 cm² = 4T12**

Armature de répartition:

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 5T8 = 2.51 cm²**

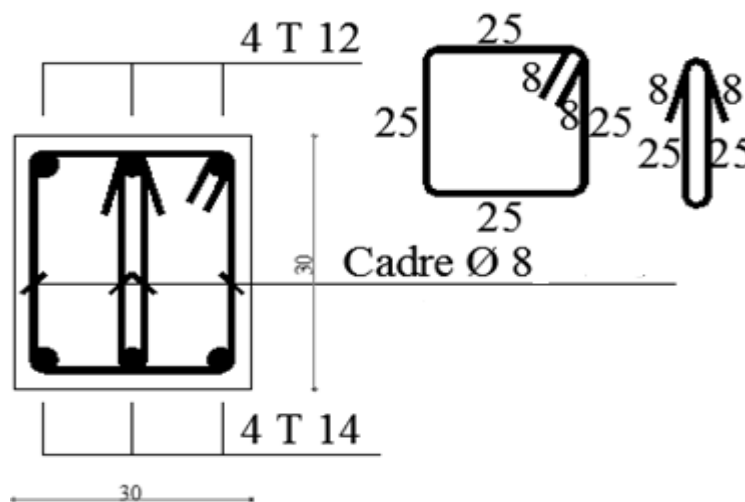


Figure V.8: Ferrailage de poutre palière

● Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_t = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 14 = 175.84 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{44150}{0.9 \cdot 125 \cdot 175.84} = 2.23 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 2.23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

• **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{14 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \cdot 25}{1.5} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44150}{1000 \cdot 125} = 0.35$$

Donc condition est vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)**

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 abfc28$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a=0,9d = 0,9*(270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 243 \times 300 \times 25 = 1080000N$$

$$\text{Où: } V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement** :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 46.37 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{46370}{300 \times 270} = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.3.3 Calcul du ferrailage (ELS) :

➤ **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As.} = 21.71 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction**

$$R_A = R_B = (q_s * l) / 2 = 34.73 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{max} = (q_s * l^2) / 8 = 27.78 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 * 27.78 = -8.33 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 27.78 = 23.62 \text{ KN.m.}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 34.73 \text{ KN}$$

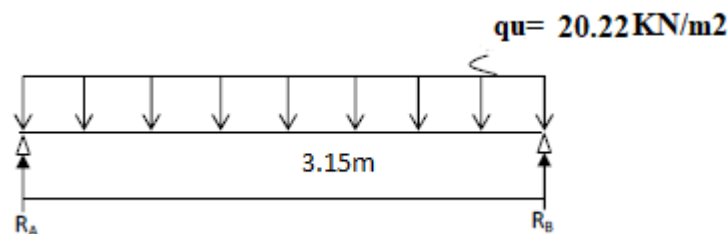


Figure V.9: Schéma statique (ELS).

➤ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**

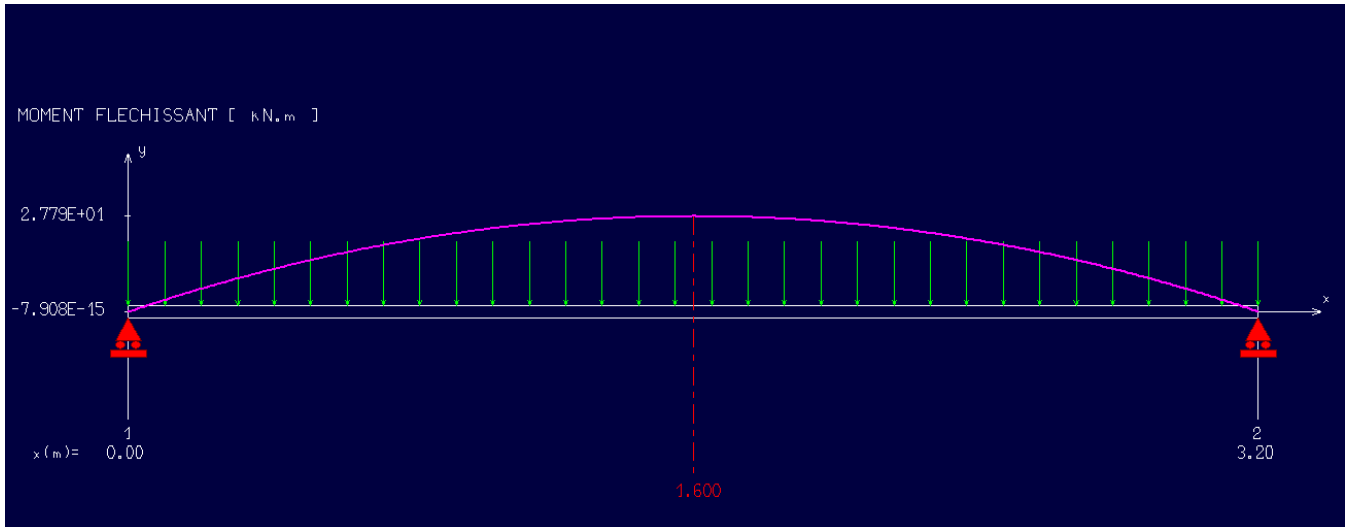


Figure V.10: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

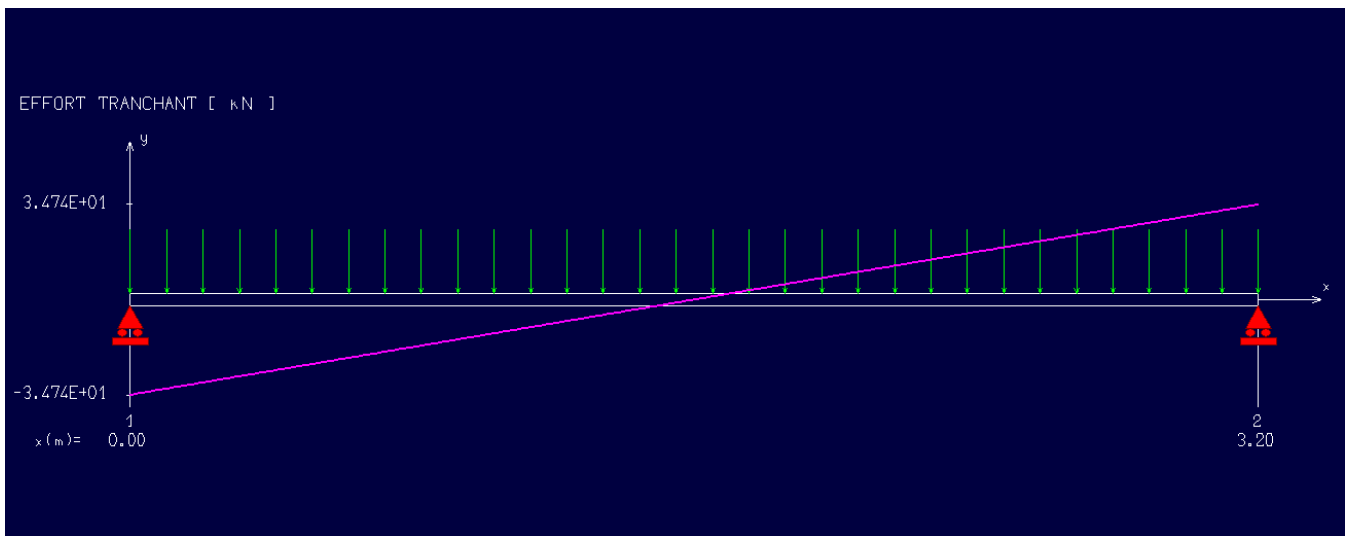


Figure V.11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

● **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

● **Aux travées**

Position de l'axe neutre:

$$(b/2)*y^2 - 15*As*(d-y) = 12.5y^2 + 47.4y - 1279.8$$

$$y = 8.39$$

Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*8.39^3)/3 + 15* 8.39*(13.5-8.39)^2 = 22972.53\text{cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (27999 / 22972.53) * 8.39 = 10.18 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10.18 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 27999) / 22972.53 * (27 - 8.39) = 340.23 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_s = 340.23 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

• **Aux appuis:**

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (8509 / 22972.53) * 8.39 = 3.10 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 8509) / 22972.53 * (27 - 8.39) = 103.39 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_s = 103.39 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

V.3.4 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.2} = 0.094$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.20} = 0.094$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{32.67}{10 * 38.44} = 0.085$$

Condition vérifiée.

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b * d} = \frac{4.52}{25 * 27} = 0.007$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{6.15}{400} = 1.53$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

- **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.7 + q_2^u \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 15.1 \times 2.7 + 10.9 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 54.94 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.70}{2} + 1.3\right) + q_2^u \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2}\right)}{4}$$

$$R_A = \frac{15.1 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2} + 1.3\right) + 10.9 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2}\right)}{4} \Rightarrow R_A = 29.31 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + q_2^u \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.70\right)}{4}$$

$$R_B = \frac{15.1 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + 10.9 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.70\right)}{4} \Rightarrow R_B = 25.62 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (ELS) :**

- **Calcul des réactions :**

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.7 + q_2^s \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 10.9 \times 2.7 + 7.8 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 39.57 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.7 \times \left(\frac{2.7}{2} + 1.3\right) + q_2^s \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2}\right)}{4}$$

$$R_A = \frac{10.9 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2} + 1.3\right) + 7.8 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2}\right)}{4} \Rightarrow R_A = 21.14 \text{KN}$$

- $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + q_2^s \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.70\right)}{4}$$

$$R_B = \frac{10.9 \times 2.70 \times \left(\frac{2.70}{2}\right) + 7.8 \times 1.3 \times \left(\frac{1.3}{2} + 2.70\right)}{4} \Rightarrow R_B = 14.38 \text{KN}$$

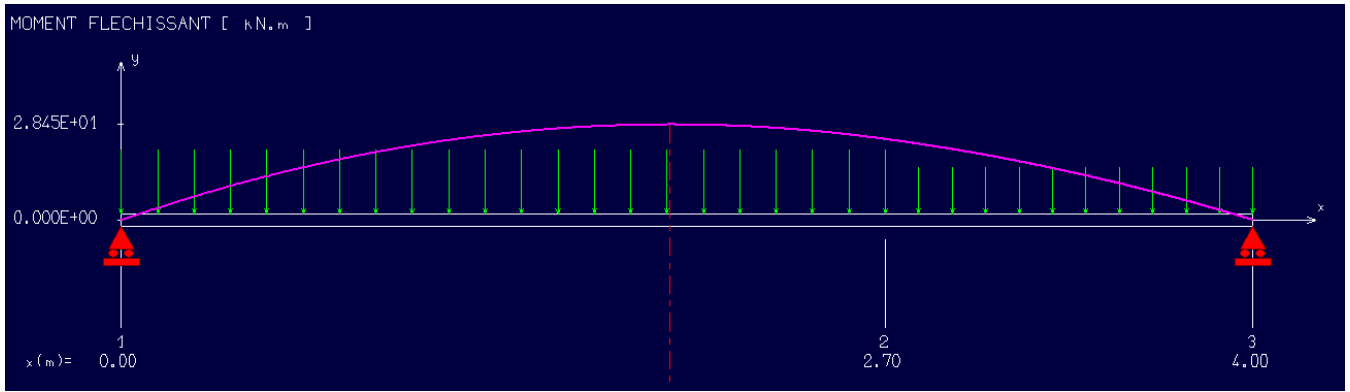


Figure V.12 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

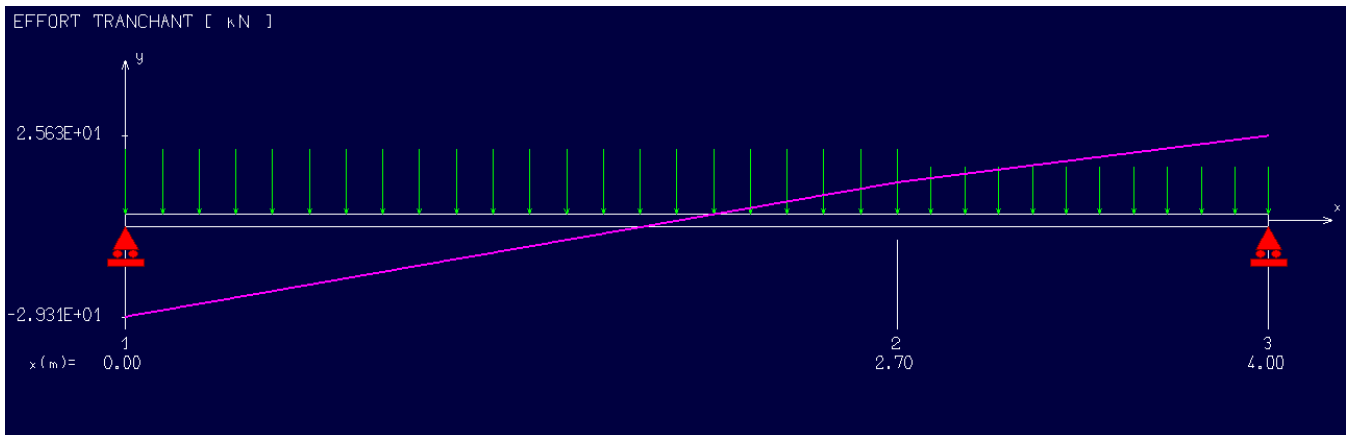


Figure V.13: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

➤ **En travée :**

$$M_{tu} = M_0 \cdot 0,85 = 28,45 \cdot 0,85 = \mathbf{24,1 \text{ kN.m}}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0,16 \text{ m}$, $d = 0,145 \text{ m}$, $c = c' = 0,015 \text{ m}$

$$c' = a + \frac{\phi}{2} = 1 + 0,5 = 1,5 \text{ cm}$$

Sollicitation : $M_u = 24,1 \text{ kN.m}$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_s d^2} = 0,0685 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{24100}{0,969 \times 348 \times 13,5} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **A st = 6,79 cm² = 6T14**

Espacement = 20 cm

• **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 3.93 \text{ cm}^2 = 5T10$

➤ **En appuis:**

$M_{ua} = 0.3M_{max} = 8.53 \text{ KN.m}$

$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = 0,0285 < 0,259$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,990$

$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8530}{0,99 \times 348 \times 14,5} = 1,7 \text{ cm}^2$

Donc; on adopte: **A st = 5.65cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

● **Armature de répartition:**

$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$

Donc ; on adopte: **Ar = 5T10 = 3.93 cm²**

● **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,75 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1.75 \text{ cm}^2 < A_t = 6.79 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 1.75 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

✚ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\}$ (charge répartie + charge concentrée)

$S_t \leq \min = \{32; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$

Appui: $S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$

Travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$

Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition :**

$S_t \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t \leq \{48; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$

Appui : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$

Travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$

Condition vérifiée

✚ **Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$T_u = 29.31 \text{ KN}$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right.$
 $\left. 4 \text{ MPa} \right.$

$$\tau_u = \frac{29310}{1000 \cdot 145} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

✚ **Vérification d'adhérence des barres :** (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 14 = 175,84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29310}{0,9 \cdot 145 \cdot 175,84} = 1,28 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1,5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✚ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

➤ **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,4 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

✚ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :** (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29310}{1000 \cdot 145} = 0,20$$

Donc condition est vérifiée.

✚ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :** (BAEL99Art AS .1.313)

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu_{max} = 0,26 a * b * f_{c28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a=0,9d = 0,9*(145) = 130.5 \text{ mm}$$

$$Vu_{max} \leq 0.26 \times 130.5 \times 1000 \times 25 = 848250 \text{ N}$$

$$\text{Où: } Vu_{max} = 29.310 \text{ KN} \leq 848.25 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

● **Vérification à l'ELS :**

✚ **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **Aux travées**

● **Position de l'axe neutre:**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50y_1^2 + 61.305y_1 - 827.617$$

$$y_1 = 3.52 \text{ cm}$$

● **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 3.52^3) / 3 + 15 * 4.087 * (13.5 - 3.52)^2 = 6519.015 \text{ cm}^4.$$

● **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (17320 / 6519.015) * 3.52 = 9.35 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.35 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

✚ **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (13530 / 6519.015) * 3.52 = 7.30 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7.30 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée.

Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.16}{4} = 0.04$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.l^2}{10.Ev.IFv} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93}) \quad \text{Et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 * 0.16^3}{12} = 0,00034 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818 \text{ MPa}$$

$$M_{u \text{ max}} = 24.1 \text{ kN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 * E_v * I_{Fv}} = \frac{24100 * 4^2}{10 * 10818 * 10^6 * 0,00034} = 0.0011 \text{ cm}$$

$$f = 0.0011 \text{ cm} < \bar{f} = 0,008 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

V.4 Calcul de L'acrotère

V.4.1 Définition

L'acrotère correspond à la partie supérieure d'un mur réalisée dans le cas de toitures terrasses

Ou à l'extrémité et au sommet d'un fronton ou d'un pignon ; il a pour rôle :

- ✓ Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales.
- ✓ La sécurité des gens, personne.

Pour une terrasse inaccessible ; on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure

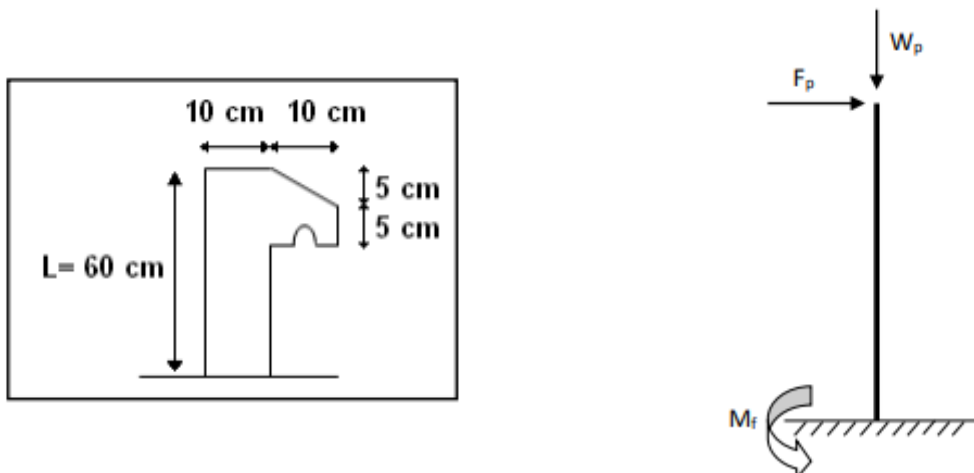


Figure V.14 : schéma statique dimension de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère :

La surface de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) / (2)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

Poids volumique: 25 kN/m³

$$P = S \times 25$$

$$P = 1.6875 \text{ kN/m}$$

Pour une bande de 1m

$$P = 1.6875 \text{ kN/ml}$$

La force horizontale Fp :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad [\text{Art 6.2.3 R.P.A.99 version 2003}]$$

(Mostaganem zone IIa (groupe usage 2))

On prend A=0.15 [Tab 4.1/R.P.A99version 2003]

Puisque on a une console Cp=0.8 [Tableau 6.1 de R.P.A 99version 2003]

$$F_p = Q = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.6875$$

$$F_p = 0.81 \text{ kN/ml}$$

$$F_p < 1 \rightarrow F_p = 1 \text{ kN}$$

Effort normal :

$$N_u = 1.35 N_g \quad N_u = 1.35 \times 1.6875$$

$$N_u = 2.278 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_u = 1.6875 \text{ kN/ml}$$

Moment de flexion :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} MU = 1.5 \times F_p \times h \\ MU = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m} \end{array} \right\}$$

$$\text{ELS} \{ MS = F_p \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m} \}$$

L'effort tranchant :

$$\text{ELU} \{ TU = 1.5 \times FP = 1.5 \text{ kN} \}$$

$$\text{ELS} \{ Ts = F_p = 1 \text{ kN} \}$$

V.4.2 Ferrailage de l'acrotère : (flexions composé)

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.278} = 0.3950 \text{ m} = 39.50 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

$e_0 > e$ Donc section entièrement comprimé

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section

❖ **Moment par rapport à l'armateur aux moins comprimé :**

$$M_1 = Mu + Nu \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 0.9 + 2.278 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_1 = 0.991 \text{ kN.m}$$

L'armature est calculée à la flexion simple :

$$u = \frac{M_1}{bd^2} = \frac{0.991 \times 10^{-3}}{1 \times 115020 \times 14.2 \times 10^{-6}} = 0.00861$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2$$

$u < 0.182 \rightarrow A' = 0 \rightarrow A'$ n'est pas nécessaire

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.01125$$

$$\beta = 0.09(1 - 0.4 \times 0.01125) = 0.0895$$

$$A = \frac{M_1}{B \times \beta \times \sigma_c} = \frac{991}{348 \times 100 \times 0.0895} = 0.311 \text{ cm}^2$$

On repère flexion composé

$$A = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_c} = 0.311 - \frac{2.278}{348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{A28}}{f_e} = 1.086 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T8 $\rightarrow 2.01 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec espacement : } S_A = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armature de Reptation :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Donc 4T8 $\rightarrow 2.01 \rightarrow A_r$

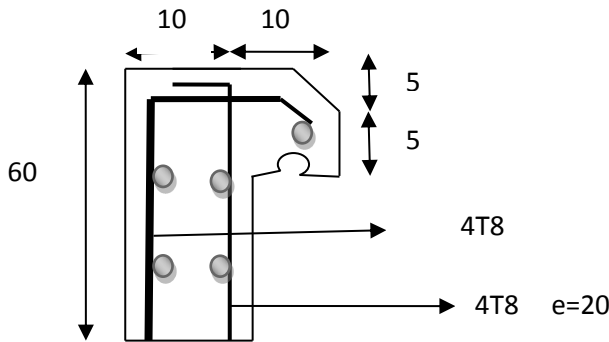


Figure V.15 : Dessin du ferraillage de l’acrotère

V.5 Calcul des balcons

V.5.1 Pré- dimensionnement des balcons (les dalles pleines)

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d’épaisseur e.

On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

• **Critères de résistance :**

$e \geq \frac{l_x}{20}$ → Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis $\rho < 0,4$.

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ → Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis $\rho \geq 0,4$.

• **Critères de résistance de coupe-feu :**

$e \geq 7$. Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$. Pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

Avec : e : épaisseur de la dalle

• **Isolation phonique:**

Dans notre projet on distingue un seul type de dalle pleine pour les balcons.

Vérification premier critère : type de la dalle : est une dalle sur un seul Avec : $l_x = 140$ cm.

$e \geq \frac{140}{20}$ $e \geq 7$ cm → critère de résistance

$e \geq 7$ cm → critère de résistance de coupe – feu

$e \geq 11$ cm → critère de résistance de coupe – feu

$e \geq 13$ cm → isolation phonique

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu et l’isolation phonique, d’où on opte pour une épaisseur : $e = 16$ cm.

• **Descente de charges**

- 1. Revêtement horizontal (carrelage+sable+mortierde pose).....104 daN/m²
 - 2. Poids propre de la dalle: (e= 16cm) 2500 x 0.15400 daN/m²
 - 3. Enduit au ciment (18x 1.5)..... 27 daN/m²
- $G_s = 531$ daN/m²

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_s \times 1.00 = 531 \text{ daN/ml}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 93).

$$\varphi_{max} < \frac{hd}{10} \text{ avec } hd = 16\text{cm}$$

donc on prendra $\varphi = 10\text{mm}$

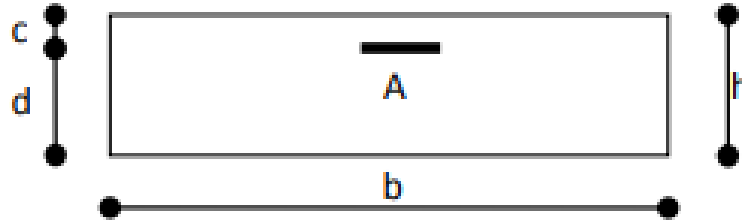


Figure V.16 : section de calcul

Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\varphi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm}$$

V.5.2 Calcul de ferrailage des balcons

✚ Moment fléchissant

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = - \frac{(1.35G + 1.5P)l^2}{2}$$

$$M_u = - \frac{(1.35 \times 531 + 1.5 \times 350)1.3^2}{2}$$

$$M_u = - 1049.36 \text{ daN.m}$$

❖ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{ser} = - (G + P) \frac{l^2}{2}$$

$$M_{ser} = - (531 + 350) \frac{1.3^2}{2}$$

$$M_{ser} = - 744.445 \text{ daN.m}$$

❖ détermination des armatures longitudinales :

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

● Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{104936}{14.2 \times 100 \times (145)^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 (\text{acier feE400}) \Rightarrow A_{\bar{z}} \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.982$$

● Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{104936}{348 \times 0.982 \times 145} = 2.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 \times b_0 \times d = 0.0008 \times 100 \times 14.5 = 1.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● Conclusion :

$$A_u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_u = 2.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **Choix des armatures:**

$$5T12/ml \rightarrow A_u = 5.65 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \rightarrow e=20 \text{ cm})$$

B/- Etat limite de service (E.L.S)

$$M_{\text{ser}} = -744.445 \text{ daN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1049.36}{744.445} = 1.4$$

$$\alpha = 0.0982 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa} < \bar{\bar{\sigma}}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Vérification de σ_s :

$$\gamma = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = -0.85 \text{ cm et } E = 2. d.D = 2 \times 14.5 \times 0.85 = 24.65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.85 + \sqrt{0.85^2 + 24.65} = 4.97$$

$$I = \frac{b \times \gamma^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.97^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (14.5 - 4.97)^2 = 11789.18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_s}{I} = \frac{744.445}{11789.18} = 0.63$$

$$\sigma_s = 15.K. (d - y_1) = 15 \times 0.63 \times (14.5 - 4.97) = 90.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Avec : } f_e = 400 \text{ et } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 90.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'état limite ultime seront maintenues à l'état limite de service

3/-détermination des armatures transversales :

$$T_u^{\text{max}} = (1,35G + 1,5q) \times L = [(1,35 \times 531) + (1,5 \times 350)] \times 1.3 = 1614.405 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{16144.05}{100 \times 100 \times 145} = 0.012 \text{ Mpa}$$

$$\checkmark \tau^{\rightarrow} = \min(0.15 \times f_{c28}/\gamma_b; 3 \text{ MPa}) = 25 \text{ Mpa}$$

✓ Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V.5.3 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{hd}{l_x} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{hd}{l_x} = 0.15 < \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \rho = \frac{5.65}{100 \times 14.5} = 0.0038 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

● **Conclusion :**

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99 version 2003).

Les règles du C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles du R.P.A.99 version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant donc ils seront calculés à la flexion composée.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- Situation durable et transitoire

-Béton :

$$\gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 MPa ;$$

-Acier :

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

- Situation accidentelle

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 18,48MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400MPa$$

▪ Combinaison des charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon BAEL 91

$$ELU \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

$$ELS \dots\dots\dots G + Q$$

➤ Selon RPA 99 (situation accidentelle)

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour des différentes combinaisons des efforts internes

N_{\max} ; M correspondant

N_{\min} ; M correspondant

M_{\max} ; N correspondant

✚ Ferrailages longitudinaux

● Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

● Recommandations du RPA 99/version2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003).
- la longueur minimale des recouvrements est 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa (RPA99/version2003).

✚ Ferrailage transversal

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des cadres.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit (RPA 99 version 2003) :

- Dans la zone nodale :
 - $t \leq \min (10\phi, 15\text{cm})$ (zone IIa)
- Dans la zone courante :
 - $t' \leq 15\phi$ (zone IIa)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

⇒ Exemple de calcul

On calcul comme un exemple le ferrailage du poteau de dimensions 50x50cm du RDC, ayant les caractéristiques suivantes :

$S = 60 \times 60$; $C = C' = 6$ cm ; Acier Fe E400; $d=0,9h=54$ cm.

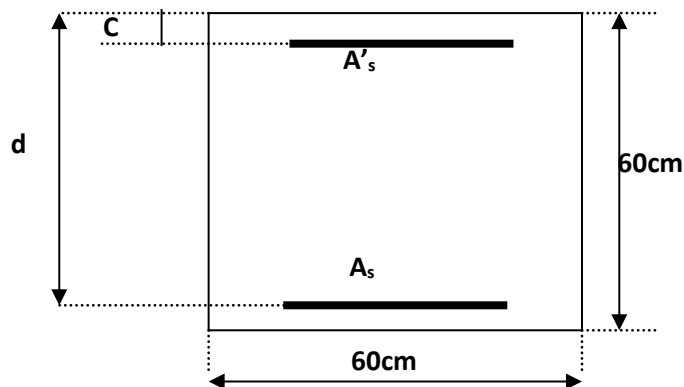


Figure VI.1 : coupe d'un poteau de dimensions 50x50 cm

$N_{U \max} = 2115.39 \text{ KN}$

$M_{y \text{ corr}} = 0.38 \text{ KNm}$ $M_{z \text{ corr}} = 7.60 \text{ KNm}$ $M_{y \text{ ser}} = 0.29 \text{ KNm}$ $M_{z \text{ ser}} = 5.38 \text{ KNm}$

La section est soumise à une flexion composée déviée un effort de compression avec deux moments de flexion l'un est suivant le plan xy et l'autre moment suivant xz

Le calcul de la section d'armature se fera dans les deux plans et par la suite les deux sections vont être additionnées

- Suivant le sens y :

Les pièces étant comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliquée.

Calcul de l'excentricité :

-L'excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{0.38}{2115.39} = 0.017 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0.017 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 4,17 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right]$$

Poteau faisant partie d'un bâtiment $\Rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3.06 = 2,142 \text{ m}$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{60} = 3.57 < \max[15; 0,11] = 15$$

-Le calcul sera mené en flexion compose en considérant une excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

• Excentricité du 1er ordre :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{0.38}{2115.39} = 0.017 \text{ cm}$$

• Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2\text{cm}; \frac{1}{250} \right] \Rightarrow = 2 \text{ cm}$$

• Excentricité du 2eme ordre :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] \quad \text{Avec } \emptyset = 2, \quad l_f = 2.142 \text{ m}$$

$$\alpha' = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 * M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{0.38}{1.5 * 0.29} \right) = 1.26$$

$$e_2 = 1.03 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.017 + 2 + 1.03 = 3.047 \text{ cm} = 0.03047 \text{ m}$$

Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0,03047 \times 2115.39 = 64.45 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment fictive au centre de gravite des armatures tendues :

$$= M_{fec} = 64.45 + 2115.39 \times \left(0.54 - \frac{0.6}{2} \right) = 572.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Ou : } M_{fec} = N_u \times \left(e_t + d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_{fec} = 2115.39 \times \left(0.03047 + 0.54 - \frac{0.6}{2} \right) = 572.14 \text{ KN.m}$$

L'excentricité totale représente la distance entre le centre de pression (point d'application de l'effort normal) et le centre de gravité de la section G. Pour que la section soit partiellement comprimée il faut que les deux conditions soient vérifiées :

\Rightarrow Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) doit être à l'extérieur de la section délimitée par les armatures tendues et comprimées.

\Rightarrow L'effort normal peut être de traction ou de compression

Sinon

Il faut que les deux conditions suivantes soient vérifiées pour dire que c'est une section partiellement comprimée

$$\Rightarrow Nu \times (d - c') - M_{fec} \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times g_{bu} \dots \dots \dots (1)$$

$$\Rightarrow e_t = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots \dots \dots (2)$$

Dans notre cas :

$$e_t = \frac{M_u}{N_u} = 3.047 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c \right) = 24 \text{ cm} \quad (2)$$

Suivant l'expression(2) on constate que le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les armatures tendues et comprimée.

⇒ N=2115.37KN L'effort normal est effort de compression on doit vérifier l'expression (1)

$$2115.39 \times (0.54 - 0.06) - 572.14 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.06}{0.6}) 0.6 \times 0.6^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$\Rightarrow 443.2472 \leq 757.59 \rightarrow \text{Condition verifie (1)}$$

⇒ Conclusion :

Les deux conditions 1 et 2 sont vérifiées donc La section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment Mt puis sera ramené en flexion composée.

✓ Calcul en flexion simple:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{572140}{600.540^2 \cdot 14.2} = 0.124 < 0.392 \rightarrow \bar{A}_1 = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.166$$

$$\beta = 1 - 0.4a = 0.93$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{572140}{0.93 \times 54 \times 348} = 32.73 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul en flexion Composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 32.73 - \frac{2115390}{348 \times 100} = -28.05 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\rightarrow A_s = A_1 = 0$$

$$\Rightarrow A_{sy} = 0$$

• **Suivant le sens z :**

Calcul de l'excentricité :

-L'excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{7.6}{2115.39} = 0.35 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0.35 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 4,17 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right]$$

Poteau faisant partie d'un bâtiment $\Rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3.06 = 2,142 \text{ m}$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{60} = 3.57 < \max[15; 0,11] = 15$$

-Le calcul sera mené en flexion compose en considérant une excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

• Excentricité du 1er ordre :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{7.6}{2115.39} = 0.35 \text{ cm}$$

• Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2\text{cm}; \frac{l}{250} \right] \Rightarrow = 2 \text{ cm}$$

• Excentricité du 2eme ordre :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] \quad \text{Avec } \emptyset = 2, \quad l_f = 2.142 \text{ m}$$

$$\alpha' = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 * M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{7.6}{1.5 * 5.38} \right) = 0.58$$

$$e_2 = 0.72 \text{ cm}$$

\Rightarrow L'excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.35 + 2 + 0.72 = 3.07 \text{ cm} = 0.0307 \text{ m}$$

Le moment de calcul devient ainsi :

$$\mathbf{Mt = eT \times Nu = 0,0307 \times 2115.39 = 64.94 \text{ KN.m}}$$

Calcul de moment fictive au centre de gravite des armatures tendues :

$$M_{fec} = N_u \times \left(e_t + d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{fec} = 2115.39 \times \left(0.0307 + 0.54 - \frac{0.6}{2} \right) = 572.63 \text{ KN.m}$$

Dans notre cas :

$$e_t = \frac{M_u}{N_u} = 3.047 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c \right) = 24 \text{ cm} \quad (2)$$

Suivant l'expression (2) on constate que le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les armatures tendues et comprimée.

$\Rightarrow N = 2115.37 \text{ KN}$ L'effort normal est effort de compression on doit vérifier l'expression (1)

$$2115.39 \times (0.54 - 0.06) - 572.14 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.06}{0.6}) 0.6 \times 0.6^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$443.2472 \leq 757.59 \rightarrow \text{Condition verifie (1)}$$

Conclusion :

Les deux conditions 1 et 2 sont vérifiées donc La section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_t puis sera ramené en flexion composée.

✓ Calcul en flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{572140}{600 \cdot 540^2 \cdot 14,2} = 0,125 < 0,392 \rightarrow \bar{A}_1 = 0 \text{ (pas d'armature comprime)}$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,93$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{572140}{0,93 \times 54 \times 348} = 32,73 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul en flexion Composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 32,73 - \frac{2115390}{348 \times 100} = -28,05 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\rightarrow A_s = A_1 = 0$$

$$\Rightarrow A_{sz} = 0$$

Pour cette combinaison (ELU), et d'après les calculs dans les deux sens on a trouvé qu'on n'a pas besoin d'armature ni dans la zone comprimée ni dans la zone tendue

Pour les autres combinaison On a suivi les mêmes étapes et on a trouvé les résultats suivants :

$$\begin{cases} M_{zmax} = 64,58 \\ N_{correspondant} = 296,47 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{st} = 4,8 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 4,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_{sz} = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} M_{ymax} = 56,75 \\ N_{correspondant} = 1594,83 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{st} = 4,8 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 4,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_{sz} = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} N_{min} = -129,28 \\ M_{zcoreespondant} = 64,58 \\ M_{ycorrespondant} = -32,26 \end{cases} \begin{cases} A_{sy} = 4,8 \text{ cm}^2 \\ A_{sz} = 4,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_{sz} = 9,6 \text{ cm}^2$$

Donc : A_s totale (calculé) = 9,6 cm²

Après ces résultats on doit choisir la section totale la plus grande et la comparer avec la section minimal exigée par Le RPA

$$A_{min} = 0,8 b \cdot h = 0,008 \times 60 \times 60 \Rightarrow A = 28,20 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{adopte} = A_{rpa} = 28,20$$

$$\Rightarrow A_s = 16\text{HA}20 = 38,7 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1) Selon la zone sismique IIa,

La longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 40 \phi$ Donc : Pour : T20

..... $L_r = 80 \text{ cm}$

▪ Ferrailage transversal

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales.

▪ L'espacement entre les armatures transversales :

D'après le RPA99 (art 7.4.2.2), la valeur maximale est fixée comme suit :

- dans la zone nodal : (zone IIa)

$$t \leq \min (10\phi ; 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq 15 \text{ cm}$$

- dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \Rightarrow t' \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{ zone IIa })$$

On opte $t = 20 \text{ cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

▪ Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.5} = 4.284 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

▪ Détermination de A_t :

$$D'où \quad A_t = \frac{3,5 \times 66080 \times 20}{60 \times 400 \times 100} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit 4 T8 , $A_t = 2,012 \text{ cm}^2$ (1cadre $\Phi 8$ + 1cadre $\Phi 8$).

▪ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

Soit la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} = \frac{2,012}{15 \times 60} = 0,36 \% \text{ Condition vérifier}$$

D'après les calculs , les armatures opte sont :

- Sous sol + RDC : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$: $A=58.7\text{cm}^2 \Rightarrow$ choix : 16T20
- 1^{er} étage + 2^{eme} étage $(55 \times 55) \text{ cm}^2$: $A=58.7\text{cm}^2 \Rightarrow$ choix : 16T20
- 3^{eme} étage + 4^{eme} étage : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$: $A=42.48\text{cm}^2 \Rightarrow$ choix : 10T20 + 6T16

- 5^{ème} étage + 6^{ème} étage: $(45 \times 45) \text{ cm}^2$: $A=42.48\text{cm}^2 \Rightarrow$ choix : 10T20 + 6T16
- 7^{ème} étage + 8^{ème} étage + 6^{ème} étage : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: $A=15.21\text{cm}^2 \Rightarrow$ choix : 12T16
- 9^{ème} étage: $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: $A=14.75\text{cm}^2 \Rightarrow$ choix : 4T16 + 4T14

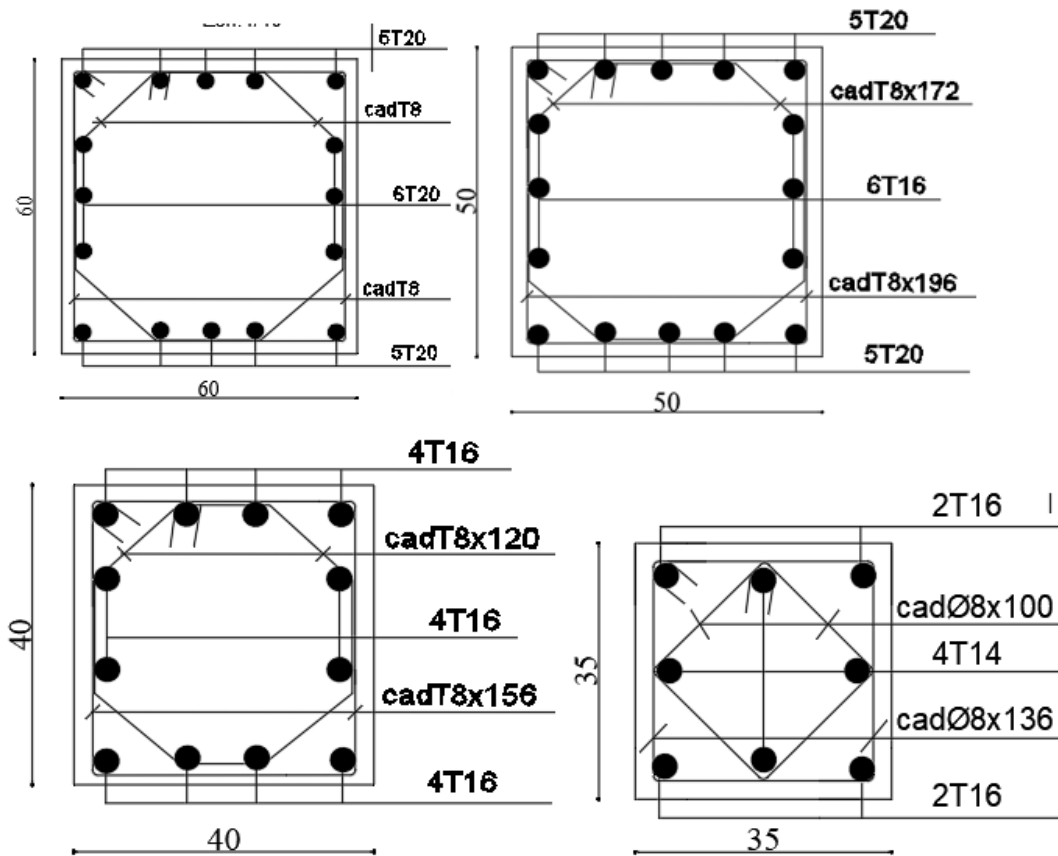


Figure VI.2: Croquis des ferrillages des poteaux

VI.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Les Etapes de calcul de la section d'armature sont résumées par l'organigramme de la flexion simple à ELU (annexe N° 05).

Prescriptions données par RPA99/version 2003

🚧 Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

✚ Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

Situation durable et transitoire (SDT)

-Béton :

$$\gamma_b=1,5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,17 \text{MPa} ;$$

-Acier :

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

Situation accidentelle (SA)

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = 18,48\text{MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = 400\text{MPa}$$

⇒ Exemple de calcul

On prend comme exemple la poutre principale de dimensions 30x40 cm², sous les sollicitations (moment fléchissant et l'effort tranchant) les plus défavorables, et pour les autres poutres leurs résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Ferraillage en travée

M (SA) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]
81,21	30,07

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{81210}{30 \cdot 36^2 \cdot 18,5} = 0,113 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,113}) = 0,15$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,15 = 0,94$$

$$\diamond \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{81210}{0,94 \cdot 36 \cdot 400} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{min}, A_{RPA}) = \max (6 ; 1,3 ; 6) \text{ cm}^2$$

$$A = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3 \text{ HA14} + 3\text{HA12} = 8,01 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELS

A l'ELS on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{ser} = 16,257 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,01 ; A'_s = 3,393.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS (Annexe N° 05))

Contraintes limites :

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

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,01 + 3,393)}{30} = 5,7$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393 \cdot 4 + 8,01 \cdot 36) = 301,93$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -5,7 + \sqrt{5,7^2 + 301,93} = 12,587 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,587^3}{3} + 15 \cdot 8,01 \cdot (36 - 12,587)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,587 - 4)^2 = 89 557,18 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{16 257}{89 557,18} = 0,18$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,18 \cdot 12,587 = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$= 15 \cdot 0,18 \cdot (36 - 12,587) = 63,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$$

$$= 15 \cdot 0,18 \cdot (12,587 - 4) = 23,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisis sont suffisants à l'ELS.

En appui :

M (SA) [KN.M]	M (ELS) [KN.M]
113.4	54.10

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{113400}{30 \cdot 36^2 \cdot 18,5} = 0,158 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- ❖ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,158}) = 0,216$
- ❖ $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,216 = 0,914$
- ❖ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{113400}{0,914 \cdot 36 \cdot 400} = 8,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot h = \frac{0,5}{100} \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}; A_{RPA}) = \max(8,62; 1,3; 6) \text{ cm}^2$$

$$A = 8,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3HA16 + 3HA12 = 9,396 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage transversale

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Selon le CBA 93.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } 0,3 f_{t28} K = 0,63 \\ S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0,003 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

\varnothing_t : diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min(\varphi_l ; h/35 ; b_o/10)$$

Application

$$T_u = 107,35 \text{ kn}$$

$$\tau_u = 0,994 \text{ Mpa}$$

- Selon le « CBA 93 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,035 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 32,4 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\varnothing_t \leq \text{Min}(1,2 \text{ cm} ; 1,14 \text{ cm} ; 3 \text{ cm}) = 1,2 \text{ cm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Choix des armatures

On adopte : **4HA8** de $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \Rightarrow S_t \leq 22,33 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

I'ELS :

A l'ELS on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{\text{ser}} = 54,104 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,62 \text{ cm}^2 ; A'_s = 3,393 \text{ cm}^2.$$

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion simple à ELS (Annexe N° 05)

Contraintes limites :

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

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \cdot (A + A')}{b} = \frac{15 \cdot (8,62 + 3,393)}{30} = 6,01$$

$$E = \frac{30}{b} \cdot (A' \cdot d' + A \cdot d) = \frac{30}{30} \cdot (3,393 \cdot 4 + 8,62 \cdot 36) = 323,89$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -6,01 + \sqrt{6,01^2 + 323,89} = 12,96 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + 15 \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$= \frac{30 \cdot 12,96^3}{3} + 15 \cdot 8,62 \cdot (36 - 12,96)^2 + 15 \cdot 3,393 \cdot (12,96 - 4)^2 = 94\,491,57 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{54\,104}{94\,491,57} = 0,57$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,57 \cdot 12,96 = 7,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (36 - 12,96) = 196,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d')$$

$$= 15 \cdot 0,57 \cdot (12,96 - 4) = 76,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Conclusion : les contraintes des aciers et béton sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les armatures choisis sont suffisants à l'ELS.

- **Vérification de la flèche :**

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}.$$

En travée										
Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
30	40	81,21	6,01	0	1,74	6,00	6,01	0,00	6HA12+ 3HA14	Ainf= 11.40
30	30	50,22	4,99	0	0,98	4,50	4,99	0,00	6HA12 + 2HA14	Ainf= 11.40
En appui										
Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A's cal [cm ²]	A (min) [cm ²]	A (RPA) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A's retenue [cm ²]	Choix d'armatures	A [cm ²]
30	40	-113,4	8,65	0	1,74	6,00	8,65	0,00	6HA12+ 3HA14	Ainf= 11.40
30	30	-64,2931	6,54	0	0,98	4,50	6,54	0,00	6HA12+ 3HA14	Ainf= 11.40

Tableau VI.1: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres

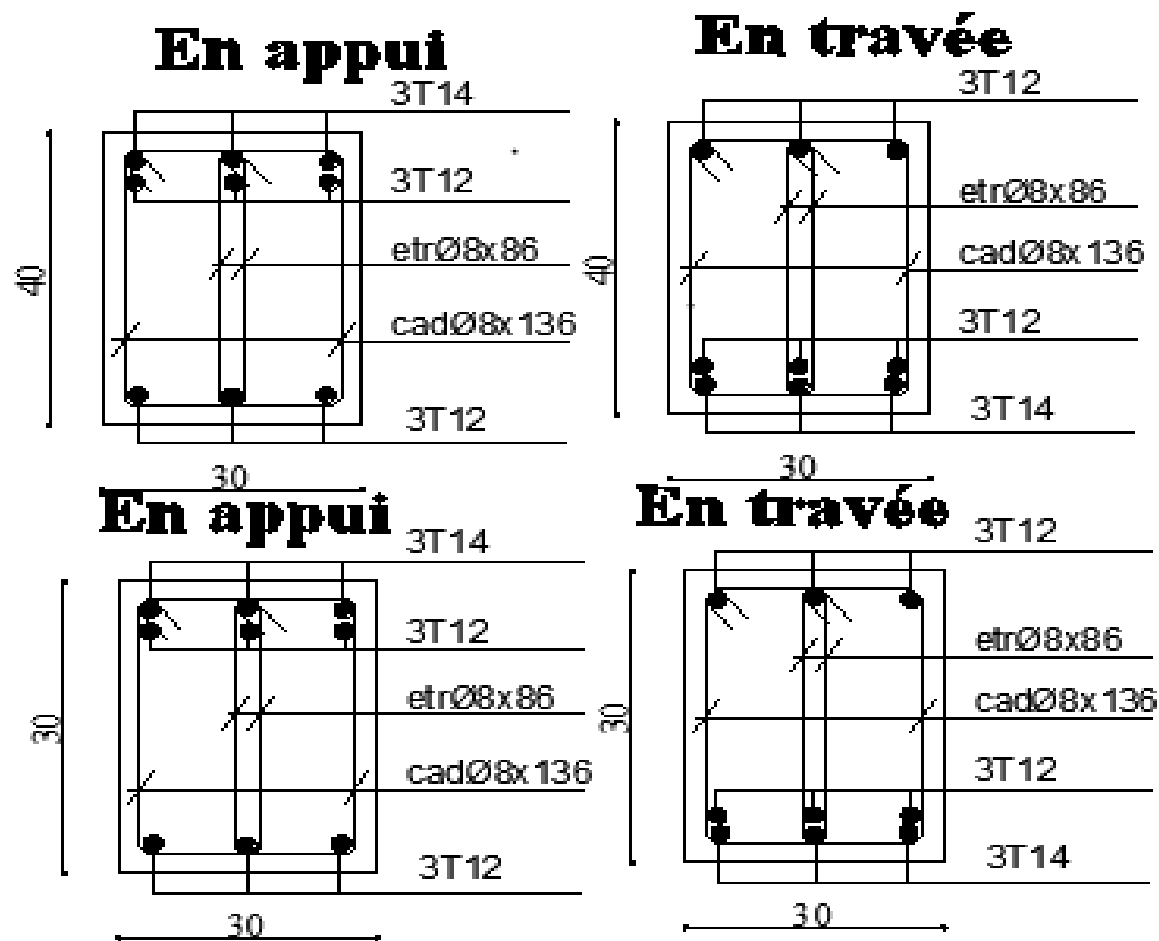


Figure VI.3: Croquis des ferrillages des poutres

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 séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue un seul type des voiles : □ Voile de contreventement,

VII.2. 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 à vis Des charges horizontales.

Le modelé le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée a la base. 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 .

L'actions sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul au état limite, les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de déformation de calcul sont

$$[\text{RPA99/2003/V.5.2}] \begin{cases} G + Q + +E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Le ferrailage classique du voile en béton arme est compose :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales Uniformément reparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles sont aussi uniformément reparties.
3. D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

VII.2.1. Disposition du ferrailage d'un voile

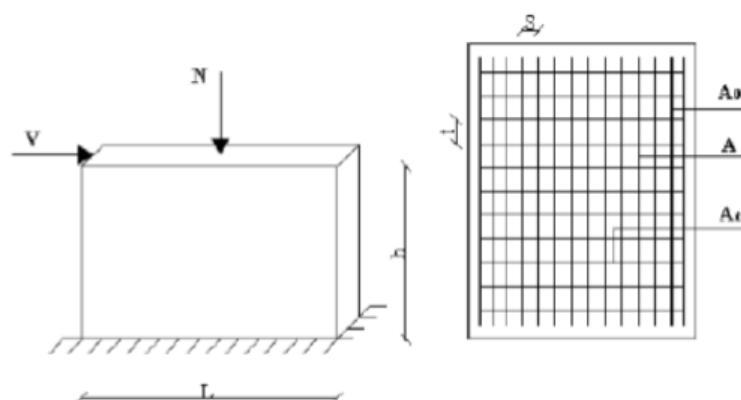


Figure VII.1: Disposition du ferrailage d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

VII.3 Recommandations de RPA99/v.2003

VII.3.1 Aciers verticaux

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction. Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $1/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

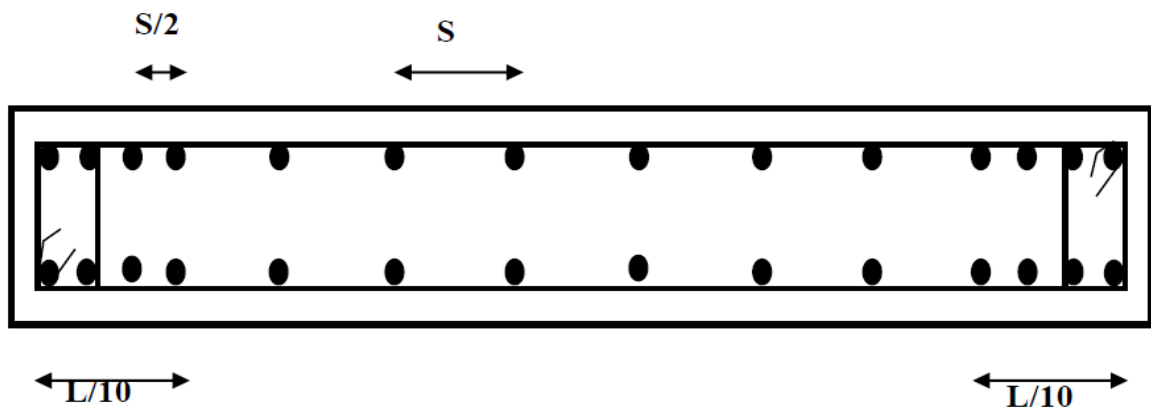


Figure VII.2: Disposition des armatures verticales dans le voile

VII.3.2 Aciers horizontaux

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

VII.3.3 Règle communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).

$S \leq 30$ cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit : Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section En zone courante égale à 0,10% de la section

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être à 40 ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible, 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

VII.3.4 Aciers transversaux

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carrée.

VII.3.5 Armature de couture

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e} A_{vec\bar{v}} = 1.4v_u$$

Avec :

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4 Méthode de calcul :

On calcul 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: Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$A_1 = 0.15\% b.h$$

• 2^{eme} Cas : Section entièrement tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction FT, d'où la section des armatures verticales.

La section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare AV avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

Si $AV \leq A_{\min}$ on ferraille avec la section minimale.

Si $AV > A_{\min}$ on ferraille avec la section des armature verticale

• 3^{eme} Cas : Section Partiellement Tendue

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul alors le volume des contraintes pour la zone tendue
- Diagramme des contraintes :

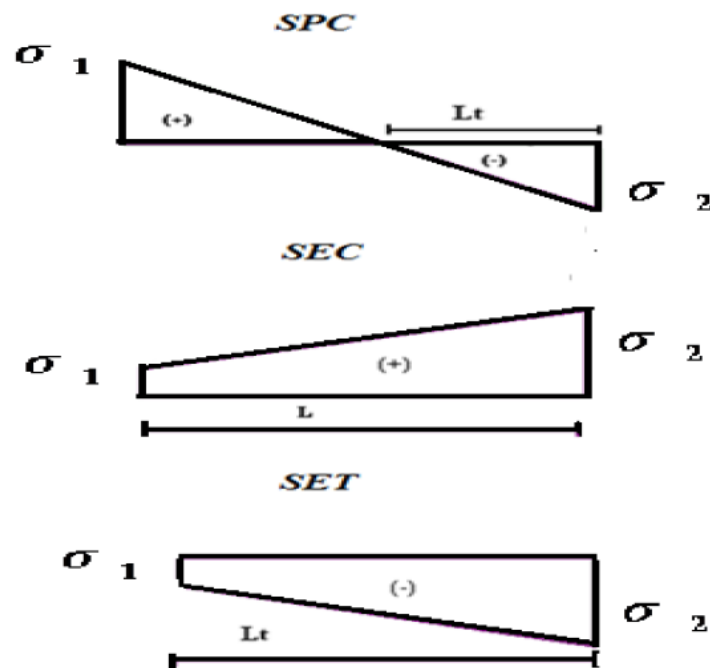


Figure VII.3: Diagramme des contraintes

VII.5 Exemple de calcul Voile 1 du sous sol

Dans cette partie, les voiles qu'on a ferrailés se sont les voiles du niveau RDC, on présentera comme exemple de calcul le ferrailage du voile 5 puis on récapitulera dans des tableaux le ferrailage des autres voiles

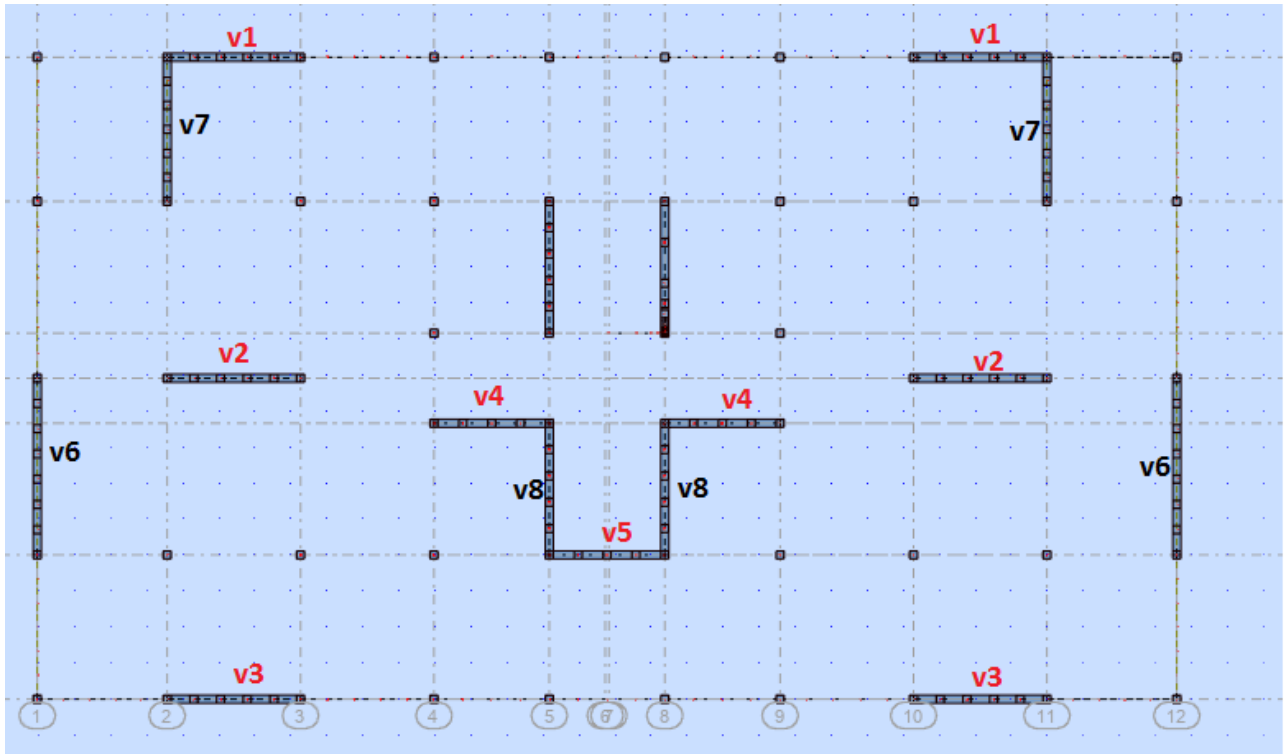


Figure VII.4: La disposition des voiles au niveau RDC

• Dimension du voile et la contrainte de calcul :

σ_{ban} (Mpa)	e (m)	L (m)	$\Omega = e * L$ (m ²)	$I = \frac{a * l^3}{12}$ (m ⁴)	$v = \frac{L}{2}$ (m)
8.31	.2	3.7	0.74	0.844	1.85

Tableau VII.1: Dimension de calcul pour voile V1 du sous sol

Tel que : σ_{ban} : la contrainte du béton non armé calculée à l'aide du logiciel rebot

• Les sollicitations des différentes combinaisons :

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right] * L \quad \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} * V \quad \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} * V$$

Les résultats ont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt m
Elu	ELU	1489.45	8.76	-21.34	1.99	2.03	1.87
G+Q+EX	ACC	-58.32	1344.97	259.32	-3.03	2.87	1.90
G+Q+EY	ACC	2528.99	-190.47	-162.8	3.83	3.00	1.62
G+Q-EX	ACC	2239.01	-1332.57	290.84	5.95	0.11	0.06
G+Q-EY	ACC	-348.3	202.86	131.28	-0.92	-0.03	3.60
0.8G-EX	ACC	1927.66	-1335.88	287.38	5.53	-0.32	0.20
0.8G+EX	ACC	-369.67	1341.66	262.78	-3.44	2.44	2.16
0.8G+EY	ACC	2217.64	-193.77	159.34	3.42	2.57	1.59
0.8G-EY	ACC	-659.65	199.56	134.74	-1.33	-0.45	2.76

TableauVII.2 : Sollicitations calcul pour le voile 1

On constate que la section est partiellement comprimée

Donc :

$$\sigma_1 = 0.92 \text{ Mpa} \quad \sigma_1 = 0.03 \text{ Mpa} \quad L_t = 3.6$$

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1}{2} * L_t * e = \frac{0.92}{2} * 3.6 * 0.2 * 1000 = 331.2 \text{ Kn}$$

• **Calcul des armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{331.2 * 10}{348} = 9.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale d'armature verticale :**

Selon RPA (art : 7.7.4.1) :

Pour les zones tendues :

$$A_{\min} = 0.2\% * e * L_t = 0.002 * 0.20 * 3.6 = 14.4 \text{ cm}^2$$

Pour les zones courantes :

$$A_{\min} = 0.2\% * e * (L - L_t) = 14.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le BAEL :**

$$A_{\min} \geq \left\{ 0.23 * \frac{B * f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} \geq 8.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopt}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{Rpa}}, A_{\text{Bael}}) = 14.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

Zone courante : $L = (370 - 2(20)) = 330\text{cm}$

$St \leq \min(1.5e ; 20) \text{ cm} = (30\text{cm} ; 20\text{cm}).$

\Rightarrow avec : $S_t = 15$

Zone d'about : $\frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37\text{cm}$

En zone d'about : $Sta = St/2 = 7.5\text{cm}$

\Rightarrow avec : $S_t = 7.5$

➤ **Conclusion :**

Alors il faut assurée que la section d'acier sur la longueur **1.82m** supérieure ou égale à **10.9cm²**.

Dan le tableau suivant on récapitulera les sections d'armatures verticales dans calculées à partir les sollicitations les plus défavorables :

	voile	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	H (KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	Nu (KN)	Av (cm ²)
vx	1	3.7	-348.3	202.86	131.28	-0.92	-0.03	3.60	329.230	9.460
vx	2	3.7	1282.82	984.75	101	-0.42	3.89	0.36	15.442	0.443
vx	3	3.7	646.4	-742.51	-128.04	2.50	-0.75	0.86	64.571	1.855
vx	4	3.2	-140.9	39.11	-85.21	-0.33	-0.11	2.43	81.431	2.339
vx	5	3.2	-633.01	66.76	28.54	-1.18	-0.79	1.92	227.028	6.523
yy	6	4.9	810.93	1327.33	-107.8	-0.83	2.49	1.23	102.012	2.931
yy	7	3.8	-659.59	404.66	-155.68	-1.71	-0.03	3.74	639.098	18.364
yy	8	3.65	638.87	-869.74	129.82	2.83	-1.08	1.01	109.362	3.142

Tableau VII.3: Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues

Les sections verticales qu'on doit assurer dans les zones tendues pour chaque voile sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Choix d'armatures	longueur totale (m)	Longueur comprimée (m)	Longueur Tendue (m)	Av Cal (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Choix adoptée
1	3.7	0	3.7	9.460	14.38	16.08	8HA16
2	3.7	3.33	0.36	0.443	1.45	8.04	4HA16
3	3.7	2.84	0.86	1.855	3.42	8.04	4HA16
4	3.2	0.76	2.43	2.339	9.73	16.08	8HA16
5	3.2	1.283	1.92	6.523	7.66	8.04	4HA16
6	4.9	3.67	1.23	2.931	4.91	8.04	4HA 16
7	3.8	0	3.8	18.364	14.96	16.08	8 HA 16
8	3.65	2.640	1.01	3.142	4.037	8.04	4 HA 16

Tableau VII.4: Ferrailage des sections tendues pour chaque voile

voile	St		Section d'armatures/nappe (cm ²)		Choix d'armatures/nappe	Section d'armature totale du voile (cm ²) Av	Amin RPA (cm ²)
	Zones courantes	Zones d'about	Zones courantes	Zones d'about			
V1	15	7.5	24HA16	8HA16	32HA16	64HA16=128.68	7.52
V2	15	7.5	30HA16	4HA16	34HA16	68 HA16=136.72	14.32
V3	15	7.5	30HA16	4HA16	34HA16	68 HA16=136.72	13.84
V4	15	7.5	23HA16	8HA16	31HA16	62 HA16=124.66	3.64
V5	15	7.5	27HA16	4HA16	31HA16	62 HA16=124.66	7.24
V6	15	7.5	36HA16	4HA 16	40HA16	80 HA16=160.85	17.08
V7	15	7.5	25 HA16	8 HA 16	33 HA16	66 HA16=132.70	2
V8	15	7.5	26 HA16	4 HA 16	30 HA16	60 HA16=120.64	8.48

Tableau VII.5: Ferrailage verticales de chaque voile

- **Armature horizontale**

Exemple de calcul :

➤ D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{128.68}{4} = 32.17 \text{ cm}^2$

➤ D'après le RPA 99 : $A_H = 0.15 * L * e = .15 * 3.7 * 20 = 11.1 \text{ cm}^2$

Soit 6HA14/ml de hauteur pour chaque nappe avec St=15cm

Le Tableau ci-dessous récapitule les sections horizontales adoptées pour chaque voile

voile	L (Cm)	e (Cm)	AV (Cm ²)	Ah RPA (Cm ²)	Ah BAEL (Cm ²)	choix adopté
V1	3.7	0.2	128.68	11.1	32.17	6HA14/ML
V2	3.7	0.2	136.72	11.1	34.18	6HA14/ML
V3	3.7	0.2	136.72	11.1	34.18	6HA14/ML
V4	3.2	0.2	124.66	9.6	31.165	6HA14/ML
V5	3.2	0.2	124.66	9.6	31.165	6HA14/ML
V6	4.9	0.2	160.85	14.7	40.2125	6HA14/ML
V7	3.8	0.2	132.7	11.4	33.175	6HA14/ML
V8	3.65	0.2	120.64	10.95	30.16	6HA14/ML

Tableau VII.6: Ferrailage horizontales de chaque voile

- **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8

- **Les vérifications :**

- ❖ **Vérification de contrainte de cisaillement « voile V2 »:**

- ❖ Selon le **RPA**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)]** à :

- **Les vérifications :**

- ❖ **Vérification de contrainte de cisaillement « voile V2 »:**

- Selon le **RPA** :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)]** à :

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 380.38\text{Kn}$

$$\tau_u = \frac{\bar{v}}{b_0 * d} = \frac{1.4 * 153.77 * 10^{-3}}{0.20 * 3.3} = 0.32\text{Mpa}$$

avec:

$$d = 0.9h = 0.9 * 3.7 = 3.3\text{m}$$

$$\bar{v} = 1.4v_u$$

$$\tau_u = 0.32\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Selon le BAEL :**

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{V_u}{b * d} \quad \text{Avec : } T_u \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On a aussi : } \bar{T}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right)$$

$$T_u = \frac{V}{b*d} = \frac{153.77*10^{-3}}{0.2*3.3} = 0.23\text{Mpa}$$

Donc: $T_u = 0.23\text{Mpa} \leq \bar{T}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Les résultats de vérifications pour les autres voiles sont récapitulés dans le tableau suivant :

voile	V _u	Dimension		Condition de L'RPA			Condition de BAEL		
		b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	T _u	\bar{T}_u	$T_u < \bar{T}_u$
V1	21.34	0.2	3.33	0.044	5	cv	0.032	2.5	cv
V2	4.21	0.2	3.33	0.0088	5	cv	0.0063	2.5	cv
V3	125.65	0.2	3.33	0.264	5	cv	0.1886	2.5	cv
V4	151.93	0.2	2.88	0.369	5	cv	0.2637	2.5	cv
V5	204.35	0.2	2.88	0.496	5	cv	0.3547	2.5	cv
V6	237.11	0.2	4.41	0.376	5	cv	0.2688	2.5	cv
V7	165.54	0.2	3.42	0.338	5	cv	0.2420	2.5	cv
V8	127.77	0.2	3.285	0.272	5	cv	0.1944	2.5	cv

Tableau VII.7: Vérification des contraintes de cisaillement

VII.6 Etude des voiles périphériques :

Selon l'article 10.1.2/ RPA99, V2003, Les ossatures en-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• Détermination des sollicitations :

a) Calcul de l'effort N :

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 3.06 \times 0.20 = 0.612\text{m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0.612 = 15.3\text{KN}$$

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

$$N = 1,35 \times 20 = 35.13 \text{ KN}$$

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

$$N = P_{Pr} = 26.02\text{KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres q :

Avec :

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

K_p : coefficient de poussée $K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$;

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$K_p = 0,247.$$

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 3.06 \\ = 12.84 \text{ KN/m}^2$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

• **Combinaisons fondamentales :**

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

$$q_u = 1.35 \times 10 = 13.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{qu} = q_u \times 1.00 = 13.5 \text{ KN/mL}$$

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

$$q_s = 10 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur

$$\overline{qs} = q_s \times 1.00 = 10 \text{ KN/mL}$$

• **Calcul des sollicitations :**

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

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

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

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

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

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

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{306}{490} = 0.62 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux directions.}$$

• **Calcul des moments fléchissent pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

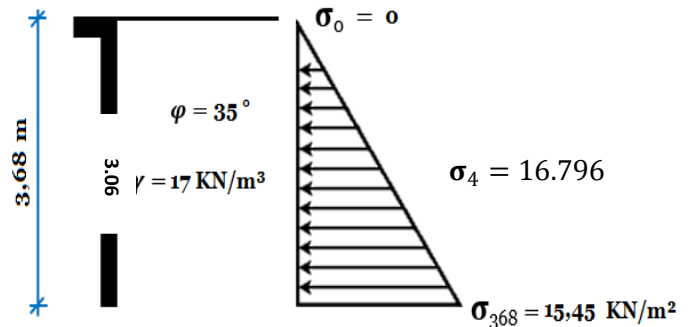


Figure VII.5: Schéma des contraintes du voile périphérique.

- Etat limite ultime :

$$\rho = 0,62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0,0794 \\ \mu_y^u = 0,3205 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 10,03 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 3,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{\text{ser}} = 0,0844 \\ \mu_y^{\text{ser}} = 0,4892 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{\text{ser}} = 7,9 \text{ KN.m} \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} = 3,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Combinaisons	SENS X-X		SENS-Y-Y	
	E.L. U	E.L. S	E.L. U	E.L. S
$M_a \text{ [KN.m]} * 0,3$	3.009	2.37	0.966	1.17
$M_t \text{ [KN.m]} * 0,85$	8.5255	6.715	2.737	3.315

Tableau VII.8: Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).

VII.7 Calcul des ferrillages :

- **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Les hauteurs utiles**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

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

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

$$\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{suivant } y - y.$$

- **Remarque :**

Le ferrillage en appui et en travée est le même, on prendra le moment maximal (moment en travée).

- ❖ **Sens X-X :**

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

$$M_{tx}^u = 8,5255 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8525,5}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,0196$$

$$\mu = 0,0196 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

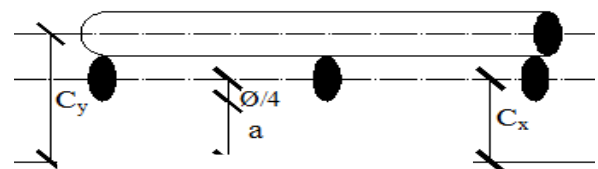


Figure VII.6: Enrobage.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.99$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8525.5}{348 \times 0,99 \times 17,5} = 1.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 →

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}16 \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 7.604 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10.05}{100} = 1.5075 \Rightarrow D = 1.5075$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 1.5075 = 52.76 \Rightarrow E = 52.76$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 5.91 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 27130.8 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{6715}{27130.8} = 0,247 \Rightarrow K = 0.247$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1.462 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 42.95 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible :

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

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.462 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 42.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

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

maintenues.

Sens-Y-Y :

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

$$M_{\text{ty}}^u = 2.737 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2737}{14.2 \times 100 \times (16.5)^2} = 0.007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0088$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.9964475$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4082}{348 \times 0,994 \times 16,5} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 \rightarrow

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$$

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times 100 \times 320 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}, A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T14 \longrightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 3.315 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.7}{100} = 1.15 \Rightarrow D = 1.15$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 1.15 \Rightarrow E = 37.26$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 5.06 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 15284.6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} = \frac{3315}{15284.6} = 0.22 \Rightarrow K = 0.158$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 192.2 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissible :**

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

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 192.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$$

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

Maintenues

sens	A_{Cal} [cm ² /mL]	A_{min} [cm ² /mL]	A_{minRPA} [cm ² /mL]	Choix	$A_{adopté}$ [cm ² /mL]	Espacement [cm]
X-X	1,42	1,6	2	5T16	10.05	20
Y-Y	0.48	1.6	2	5T14	7.70	20

Tableau VII.9: Tableau de ferrailage du voile périphérique.

VOILE périphériques

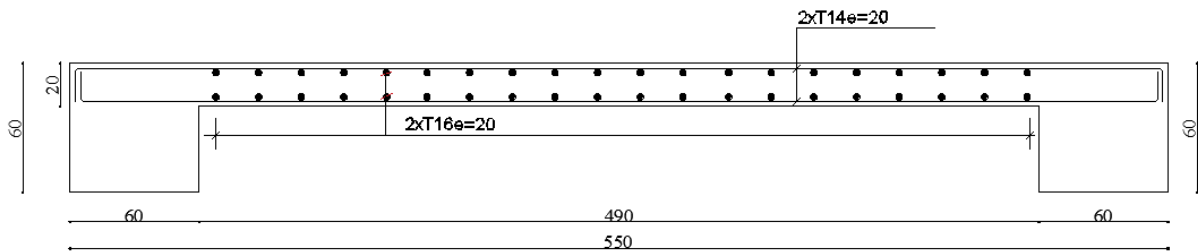


Figure VII.7: Schéma de ferrailage du voile périphérique

- Schéma de ferrailage de voile 2

VOILE V2

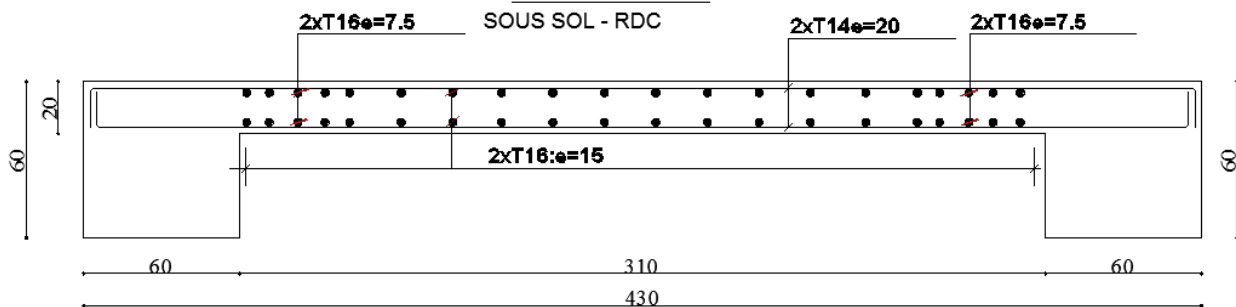


Figure VII.8: Schéma de ferrailage du voile 2

VOILE V2

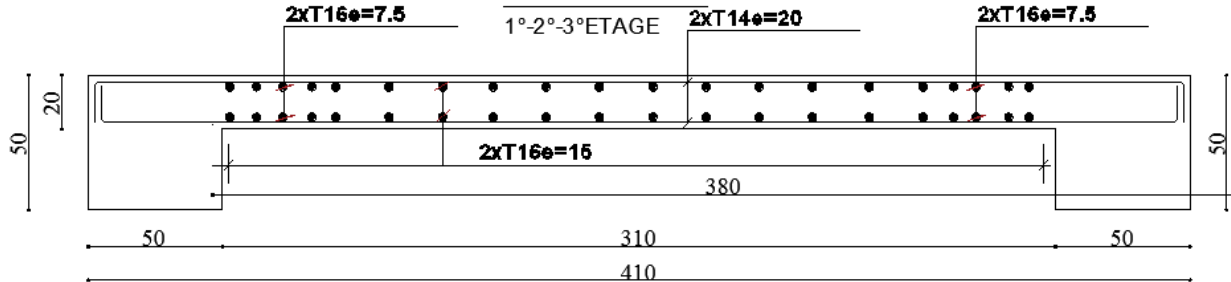


Figure VII.9: Schéma de ferrailage du voile 2

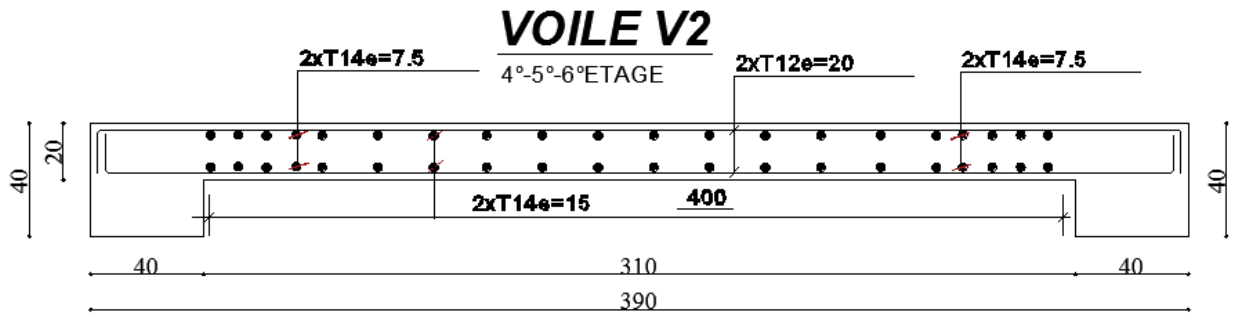


Figure VII.10: Schéma de ferrailage du voile 2

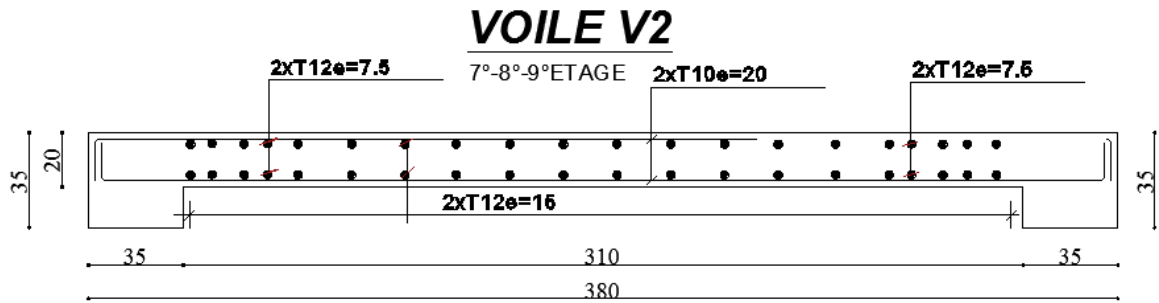


Figure VII.11: Schéma de ferrailage du voile 2

Chapitre VIII
Etude des Fondations

VIII.1 Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol. On distingue trois types de fondations :

❖ Fondations superficielles:

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers

❖ Fondation semi-profonde:

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépasse les dix mètres environs.

VIII.2 Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

1. Type d'ouvrage à construire.
2. - Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
3. - La nature et l'homogénéité du bon sol.
4. - La capacité portante du terrain de fondation.
5. - La charge totale transmise au sol.
6. - La nature est le poids de la superstructure.
7. - Le chevauchement des semelles.

VIII.3 Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donnée la valeur 2bars pour la contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma}_{sol}$) pour une profondeur de 1.8 m. sol

VIII.4 Choix de type de fondations

- En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
 - Semelle isolée.
 - Radier général

- **Remarque :** Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures et à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution

❖ Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

La condition d'Homothétie des dimensions :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 2115.39 \text{ KN} : \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ tf} / \text{m}^2 = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$S \geq \frac{2115.39}{200} = 10.58 \text{ m}$$

$$S = A \times B \text{ et dans notre cas } A=B \Rightarrow A = \sqrt{S} = 3.402 \text{ m}$$

On prend $A=B=3.5 \text{ m}$

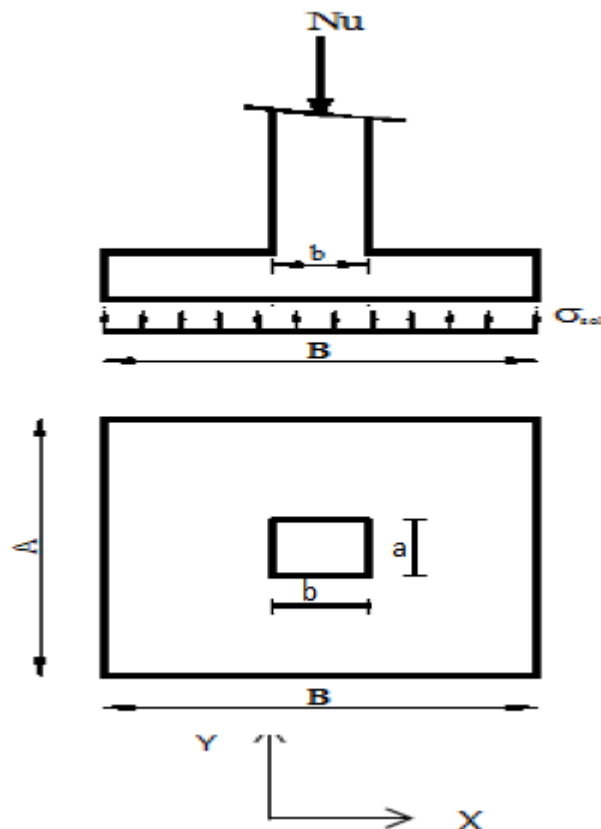


Figure VIII.1: Dimension d'une semelle isolée

• **Commentaire :**

On remarque que les dimensions des semelles isolées sont très grandes par rapport aux distances entre les axes des poteaux et donc on peut constater qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes

❖ **Semelle filante :**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et voiles qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteau et voile :

$S = B * L$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L * \sigma_{sol}}$$

Calcul de la surface revenant à la semelle filante du portique 1-1:

La figure suivante représente la distribution des efforts dans chaque poteau et chaque voile périphérique :

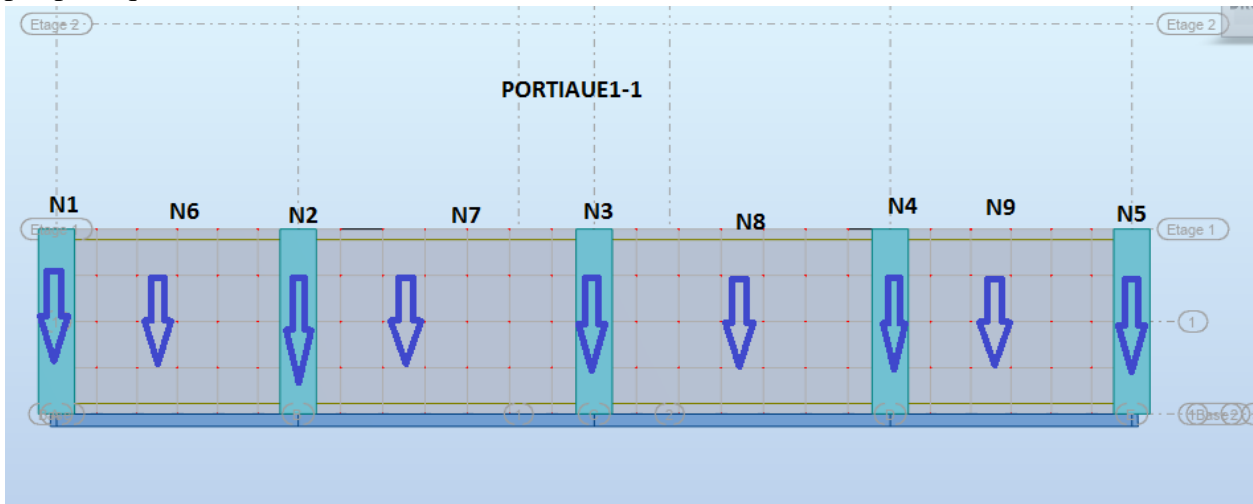


Figure VIII.2: Portique 1-1 du sous sol

$$N = \sum (N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6 + N_7 + N_8 + N_9)$$

$$N = 207.69 + 769.48 + 767.96 + 511.14 + 202.75 + 1761.55 + 891.1 + 608.25 + 472.18 = 6192.1 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{6192.1}{18 * 200} = 1.7202 \text{ m}$$

on adopte $B = 1.8 \text{ m}$

➤ **Vérification:**

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 0.5 \quad \frac{324}{579.6} = \implies 0.56 > 0.5$$

• **Remarque :**

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;

- Néglige l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité de son exécution.

- **Conclusion**

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernière se chevauchant suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

Le type de fondation pour notre structure est **un radier général**.

VIII.5.ETUDE DU RADIER :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

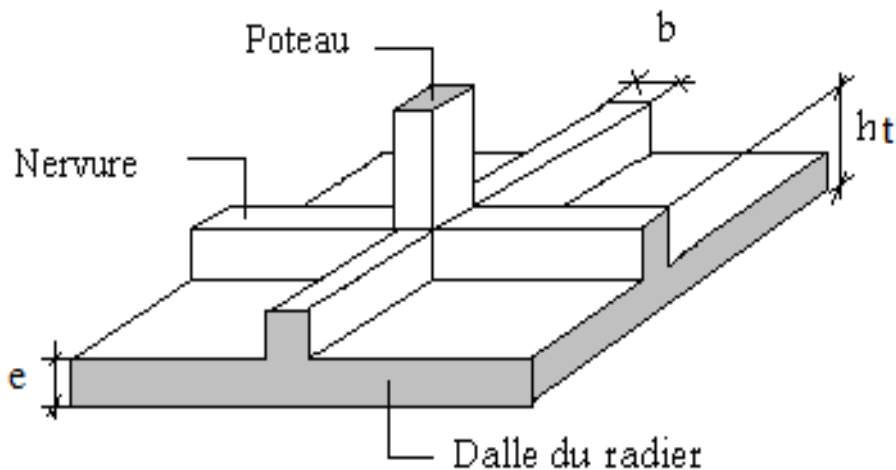


Figure VIII.3: Schéma d'un radier nervuré.

VIII.5.1 Pré-dimensionnement du radier :

- ❖ Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- a- Condition forfaitaire ;
- b- Condition de rigidité ;
- c- Condition de non poinçonnement ;
- d- Condition de non cisaillement ;

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.90 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.90}{8} \leq h \leq \frac{4.90}{5} \Rightarrow 0,61\text{m} \leq h \leq 0,98 \text{ m}$$

On prend 0.80m

➤ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{K \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40 \text{ MN/m}^3$.

E : module de Young du béton ($E = 32164.2 \text{ MPa}$);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas **L = 4.90m**

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 * K * L_{\max}^4}{E * \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 40 * 4.9^4}{32164.2 * \pi^4}}$$

$$h_r \geq 71\text{cm} = 90\text{cm}$$

➤ **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible.

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.90} = 0,75 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

❖ **Calcul \bar{q}_u :**

La surface du radier est de :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad N = 53588.01\text{KN}. \quad \mathbf{S_{radier} = 579.6\text{m}^2.}$$

▪ **Combinaison d'actions :**

E.L.U:

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 73531.34 \text{ KN}$$

E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 53588.01 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 73531.34 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{73531.34 \times 3.7}{2} \times \frac{4.9^4}{4.9^4 + 3.7^4} = 136033.74 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{73531.34 \times 4.9}{2} \times \frac{4.9^4}{4.9^4 + 3.7^4} = 180152.54 \text{ KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}}, T_y^{\text{max}}) \Rightarrow T^{\text{max}} = 180152.54 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{180152.54}{0,9 \times 100 \times 2.5 \times 100} = 80.06 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 80.06 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles et poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$$N_{u\text{max}} = 2115.39 \text{ KN}$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0.6 + 0.6 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0.6 + 0.6 + 2h) \times h \times 16.67$$

$$4.14h + 3.6h^2 - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2115.39 \text{ KN} = 2.11539 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,59 \text{ m} \Rightarrow h = 90 \text{ cm}$$

● **Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$h = 90 \text{ cm}$.

➤ **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{4.9}{10} = 49 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_n = 50 \text{ cm}.$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{4.9}{20} = 24.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm}.$$

VII.5.2/- Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,4h \leq b_0 \leq 0,8h \text{ [BAEL91]}$$

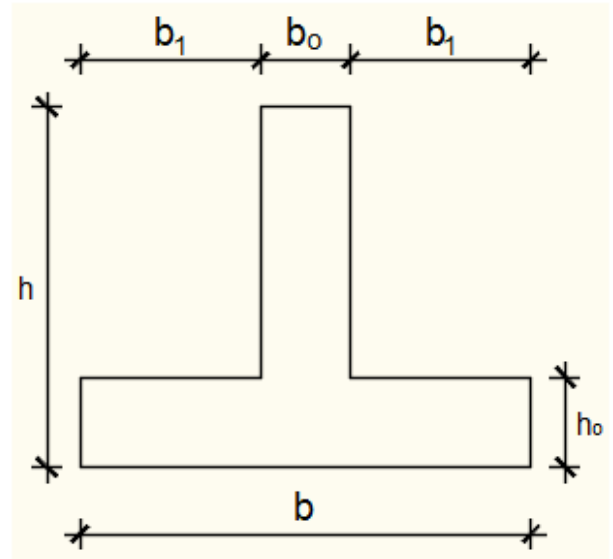


Figure VIII.4: dimension de la poutre.

Type des poutres	H [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	90	40	50	25	100
Poutre secondaire	90	40	50	50	100

Tableau VIII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

VII.5.2.1/-Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

$$h = 90\text{cm} ; h_0 = 40\text{cm} ; h_n = 50\text{cm}$$

$$\text{Surface du radier : } S = 579.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier : } I_{xx} = 6825091.52\text{cm}^4 ; I_{yy} = 169364167\text{cm}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier : } V_X = 16.1 \text{ m} ; V_Y = 9\text{m}$$

b) Calcul du poids propre du radier Pr :

$$\text{Poids du radier sans poutres : } p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

h₀ : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

$$\text{Poids des poutres principales : } p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$p_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 579.6 \times 0,4 \times 25 = 5796\text{KN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 18 \times (90 - 0,4) \times 0,50 \times 25 = 112.5\text{KN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 32.2 \times (90 - 0,4) \times 0,5 \times 25 = 201.25 \text{ KN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 5796 + 112.5 + 201.25 = 6109.75\text{KN}$$

c) Surcharges d'exploitation Q_r :

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 579.6 \Rightarrow Q_r = 2898 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions :

❖ **Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)):**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q \text{ ; } N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel robot sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 73531.34 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 1,35(6109.75) + 1,5(2898) = 12595.2 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 86126.54 \text{ KN}$$

$$M_x = -135.88 \text{ KN.m} \text{ ; } M_y = 65.72 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée (sont données par le logiciel robot).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

❖ **Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (P_r + Q_R)**

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 53588.01 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (6109.75) + (2898) = 9007.75 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 53588.01 + 9007.75 = 62595.76 \text{ KN}$$

$$M_x = -107.648 \text{ KN.m} \text{ ; } M_y = 58.861 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

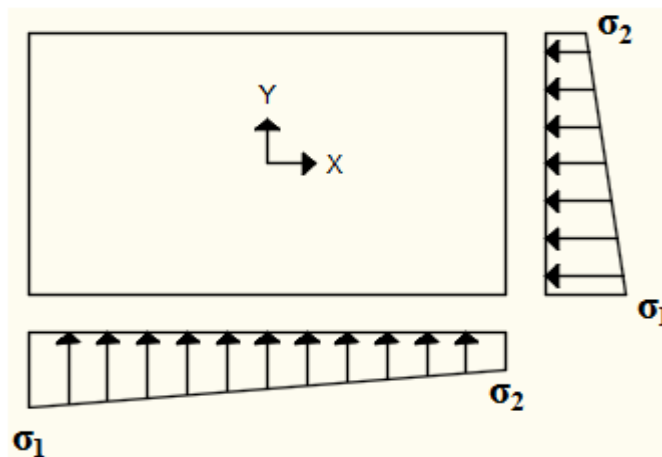


Figure VIII.5: Schéma des contraintes du sol.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ MPa}$$

✓ **Suivant l'article de RPA99/V2003[A.10.1.4.1] :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 4 \text{ bars}$$

Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{86126.54}{579.6} \pm \frac{135.88}{68250.91} \cdot 16.2 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.48 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1.48 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.48 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{86126.54}{579.6} \pm \frac{65.72}{169364.16} \cdot 9 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.48 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1.48 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.48 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$

Etat limite service (E.L.S) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_s} \pm \frac{M_s}{I_s} \cdot v$$

● **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{62595.76}{579.6} \pm \frac{107.648}{68250.91} \cdot 16.2 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.08 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1.07 \text{ bars}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.08 \text{ bars}$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{62595.76}{579.6} \pm \frac{58.861}{169364.16} \cdot 0.64 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.08 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1.07 \text{ bars} \leq \bar{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.08 \text{ bar}$

f) **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier :

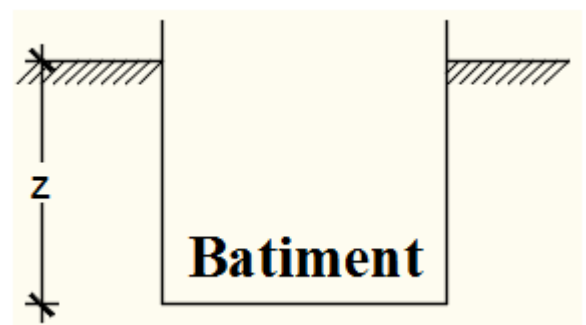


Figure VIII.6 : L'ancrage de la structure.

$$P = P_{\text{Batiment}} + P_{\text{radier}} = 73531.34 + 6109.75 = 79267.0846 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$$

$$1,5 \times 579.6 \times 10 \times 3.06 = 9301.5 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

VII.6. FERRAILLAGE DU RADIER :

VII.6.1 Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1\text{m}$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3.70\text{m} ; L_y = 4.90 \text{ m}$$

$$\text{On à } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{490} = 0,75 \Rightarrow$$

le panneau travaille suivant deux directions.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 148 \times 1\text{m}_L = 148 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0621 \\ \mu_y^u = 0.5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0,0621 \times 148 \times 3.7^2 = 125.82 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,5105 \times 125.82 = 64.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

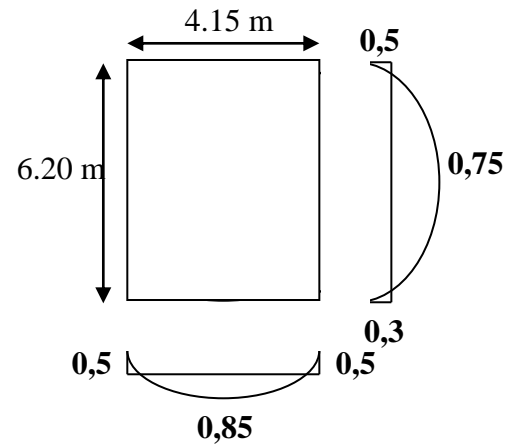


Figure VIII .7: Schéma du panneau de la dalle.

❖ **ELU :**

	X-X	Y-Y
M_t^r	94.36	48.17
M_t^i	106.94	54.59
M_a^r	37.74	19.26
M_a^i	62.91	32.11

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 184 \times 1\text{m}_L = 148 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0.0684 \\ \mu_y^s = 0,6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0684 \times 148 \times 3.7^2 = 138.58 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,6447 \times 138.58 = 89.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

	X-X	Y-Y
M_t^r	103.93	67.01
M_t^i	117.79	75.94
M_a^r	41.57	26.80
M_a^i	69.29	44.67

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	106.94	62.91	117.79	69.29
Sens Y-Y	54.59	32.11	75.94	44.67

Tableau VIII.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

• **Calcul des armatures :**

a. **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable=> a = 4 cm

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

(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 40\text{cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40\text{mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

• **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

❖ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

$$M_{t_x}^u = 106.94 \text{ KN.m} = 106940 \text{ N.M}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t_x}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{106940}{14.2 \times 100 \times (35)^2} = 0.061$$

$$\mu = 0,08 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.079$$

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

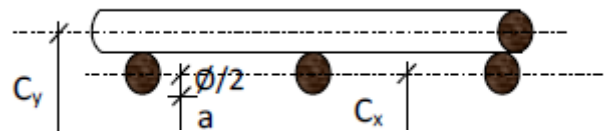


Figure VIII 8: Enrobage.

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{106940}{348 \times 0,96 \times 35} = 9.068 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow A = 9.068 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$6T14 \rightarrow A = 9.24 \text{ m}^2/\text{ml}$$

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

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 117.79 \text{ KN.m} = 117790 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.24}{100} = 1.386 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1.386 = 97.02 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.386 + \sqrt{1.386^2 + 97.02} = 8.56 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 8.56^3}{3} + 15 \times 9.24 \times (35 - 8.56)^2 = 119476.778 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{117790}{119476.778} = 0.985$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,985 \times (35 - 8.56) = 390.651 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.634 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.634 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{117790}{201.634 \times 100 \times (45)^2} = 0,0047$$

$$\mu_1 = 0,004 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,891 \\ K_1 = 30,87 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.634}{30.87} = 6.531 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{117790}{201.634 \times 0,891 \times 35} = 14.59 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$6T20/\text{ml} \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

- b) En appuis:

$$M_{ax}^u = 62.91 \text{ KN.m} = 62910 \text{ N.m}$$

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

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{62910}{14 \times 100 \times (45)^2} = 0.036$$

$$\mu = 0,05 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.98$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{62910}{348 \times 0,98 \times 45} = 4.099 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow A = 4.099 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$Ma_x^{\text{ser}} = 69.29 \text{ KN.m} = 69290 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.7}{100} = 1.386 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1.386 = 97.02 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.386 + \sqrt{1.386^2 + 97.02} = 8.56 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 8.56^3}{3} + 15 \times 7.70 \times (35 - 8.56)^2 = 101650.4 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{I} = \frac{69290}{101650.4} = 0,681$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5.835 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,681 \times (35 - 8.56) = 270.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201.34 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.34 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{69290}{201.34 \times 100 \times (35)^2} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,002 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51.67 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.34}{51.67} = 3.9 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{69290}{201.34 \times 0,925 \times 35} = 10.63 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T16/ml \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/ml$$

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

❖ **Sens Y-Y :**

c) **En travées :**

$$M_{ty}^u = 54.59 \text{ KN.m} = 54590 \text{ N.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{54590}{17 \times 100 \times (33)^2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.98$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{188680}{348 \times 0.98 \times 33} = 4.85 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4.85 \text{ cm}^2/ml$$

➤ Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 75.94 \text{ KN.m} = 75940 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{100} = 1.155 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1.155 = 76.23 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.155 + \sqrt{1.155^2 + 76.23} = 7.65 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 7.65^3}{3} + 15 \times 7.7 \times (33 - 7.65)^2 = 89146.14 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{75940}{89146.14} = 0.851$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.851 \times (33 - 7.65) = 323.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201.34 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.34 \text{ MPa}$$

} ==> le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{75940}{201.34 \times 100 \times (33)^2} = 0.0034$$

$$\mu_1 = 0,02 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,905 \\ K_1 = 37,63 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,34}{37,63} = 5,36 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{75940}{201,34 \times 0,905 \times 33} = 12,63 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures:

$$6T20/\text{ml} \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 15\text{cm})$$

d) En appuis:

$$\mathbf{Ma_y^u = 32,11 \text{ KN.m} = 32110 \text{ N.m}}$$

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

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{32110}{14,7 \times 100 \times (33)^2} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,026$$

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

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{32110}{348 \times 0,98 \times 33} = 2,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow A = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\mathbf{Ma_y^{\text{ser}} = 44,67 \text{ KN.m} = 44670 \text{ N.m}}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5,65}{100} = 0,845 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 0,845 = 55,737 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,21 + \sqrt{1,21^2 + 104,06} = 6,67 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 6,67^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (33 - 6,67)^2 = 59051,3 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{44670}{59051,3} = 0,76$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,76 \times (33 - 6,67) = 300,162 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,34 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.34 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Ma_y^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{44670}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0030$$

$$\mu_1 = 0,0030 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.34}{40.56} = 4.964 \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_y^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{44670}{201.34 \times 0,910 \times 33} = 7.38\text{cm}^2$$

• Choix des armatures :

6T16 → A = 12.06 cm²/ml

(T16 → e = 15cm)

Les armatures	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm ²]	14.59	10.63	12.63	7.38
Amin [cm ²]	3.2	3.2	3.2	3.2
A=max (Au ; Amin)	14.59	10.63	12.63	7.38
Choix des armatures	6HA 20	6HA 16	6HA20	6HA 16
Acorr [cm ²]	18.85cm ²	12.06cm ²	18.85 cm ²	12.06cm ²

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des choix des armatures

Ferrailage du radier

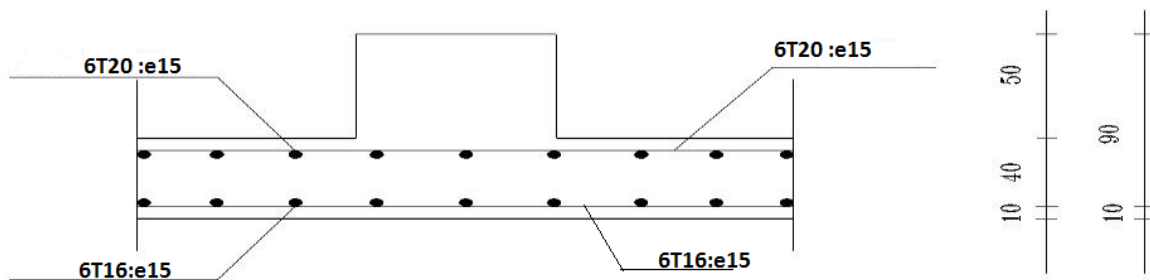


Figure VIII.9: Schéma Ferrailage de la dalle

VIII.6.2 Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$\sigma_m = 148 \text{ KN/m}^2$$

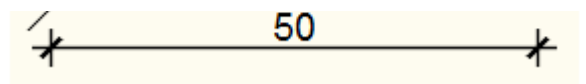
Pour une bande de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 148 \times 1\text{m}_L = 148\text{KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -148 \times \frac{0,50^2}{2} = -18.5 \text{ KN.m}$$



Figure VIII.10: Schéma statique du débordement.



- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18500}{14.2 \times 100 \times (35)^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18500}{348 \times 0,994 \times 35} = 1.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

$$4T20/\text{ml} \rightarrow A = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\sigma_m = 308 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 3.08 \times 1 \text{ m}_L = 308 \text{ KN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -308 \times \frac{0,50^2}{2} = -38.5 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12.57}{100} = 1.88 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1.88 = 131.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,88 + \sqrt{1.88^2 + 131.9} = 9.75 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9.75^3}{3} + 15 \times 12.57 \times (35 - 9.75)^2 = 151107.72 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{38500}{151107.72} = 0.255$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,225 \times (35 - 9.75) = 85.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201.34 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.34 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrillages calculés à l'ELUR sont maintenues.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 148 \times 0,5 = 74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{74000}{100 \times 35 \times 10^2} = 0,21 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VIII.7.1 Ferrailage des poutres :

- **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

- **Accidentelle:**

- **Poutres principales:**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] * \frac{2}{L_y}$$

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

- **Poutres principales**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] * \frac{2}{L_y}$$

$$q_1 = \left[148 * \frac{4.9 + (4.9 - 3.7)}{2} \right] * \frac{2}{4.9}$$

$$q_1 = 184.244 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_x}{2} \right] * \frac{2}{L_x}$$

$$q_1 = \left[148 * \left(\frac{3.7}{2} \right)^2 \right] * \frac{2}{3.7}$$

$$q_1 = 273.8 \text{ KN}$$

❖ **Etat limite ultime (E L S) :**

❖ **Poutre principale**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] * \frac{2}{L_y}$$

$$q_1 = \left[308 * \frac{4.9 + (4.9 - 3.7)}{2} \right] * \frac{2}{4.9}$$

$$q_1 = 383.42 \text{ KN}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = \left[q_1 * \frac{L_x}{2} \right] * \frac{2}{L_x}$$

$$q_1 = \left[308 * \left(\frac{3.7}{2} \right)^2 \right] * \frac{2}{3.7}$$

$$q_1 = 569.8 \text{ KN}$$

• **Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel Robot bat suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

		$\bar{q}_1 [KN / m^2]$	$q [KN / m_L]$
Poutre principale	ELU	184.24	148
	ELS	283.42	308
Poutre secondaire	ELU	273.8	148
	ELS	569.8	308

Tableau VIII.4: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

Combinaisons	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée M_t [kN.m]	Appuis M_a [kN.m]	Travée M_t [kN.m]	Appuis M_a [kN.m]
ELU	189	377.8	274.2	379.3
ELS	393.3	486.2	570.6	789.3
T[kN]	951.1		598.2	

Tableau VIII.5: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

• **Calcul des armatures:**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 189000 \text{ N.m}$$

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

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

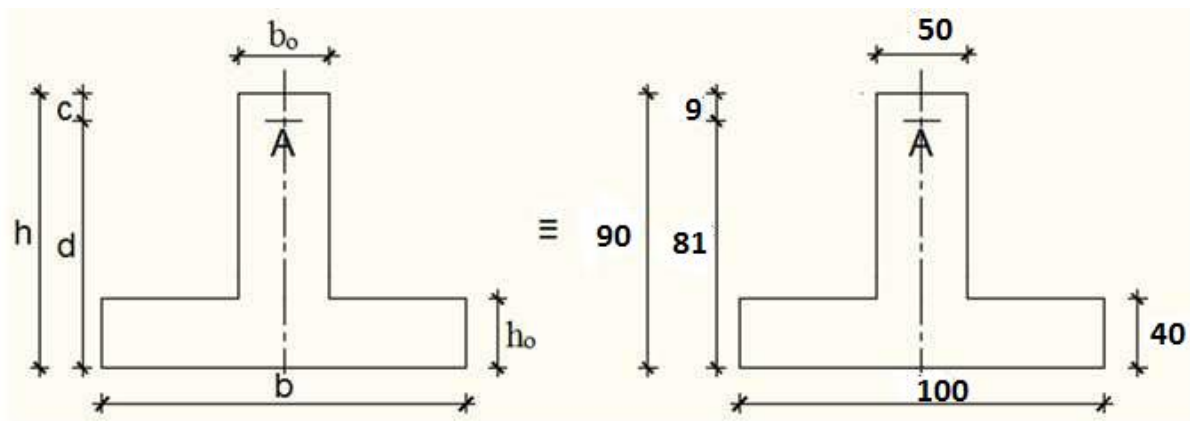


Figure VIII.11: Section de calcul.

$$M_T = 14.2 * 100 * 40 * \left(81 - \frac{40}{2} \right) = 3464800 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 189000 \text{ N.m} < M_T = 3464800$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b * h)

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{189000}{100 * 81^2 * 14.2} = 0.02$$

$\mu = 0.02 < \mu_{AB} = 0.392 \implies A'$ n'existe pas. $\mu < 0.186 \rightarrow$ passe par le pivot (A) domaine (1) qui

se caractérise : $1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0.98$$

- Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_t^u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{189000}{0.98 * 81 * 348} = 6.78 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 50 * 81 * \frac{2,1}{400} = 4.9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(6.78 \text{ cm}^2; 4.9 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 6.78 \text{ cm}^2$$

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

$$M_t^s = 393300 \text{ N.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0)$$

$$H = \frac{100 * 40^2}{2} - 15 * 6.78 * (81 - 40) = 75830.3 \text{ cm}^3 > 0$$

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

$$D = \frac{15 * A}{b} = \frac{15 * 6.78}{100} = 1.017 \text{ cm}$$

$$E = 2 * d * D = 2 * 45 * 1.88 = 164.7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.017 + \sqrt{1.017^2 + 164.7} = 11.85 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 * 11.85^3}{3} + 15 * 6.78 * (81 - 11.85)^2 = 541768.07 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{393300}{541768.07} = 0.73$$

$$\sigma_b = K * y_1 = 8.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,73 \times (81 - 11,85) = 757,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,34 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,34 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{a_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{393300}{201,34 \times 100 \times (81)^2} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,002 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51,67 \end{cases}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,34}{51,67} = 3,9 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{a_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{393300}{201,34 \times 0,925 \times 81} = 26,07 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$8\text{HA } 16 + 4\text{HA } 20 \quad A = 28,65 \text{ cm}^2$$

- **En appuis:**

$$M_a^u = 377,8 \text{ kN/m}$$

La table de compression se trouve dans la partie tendue \square on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (50 \times 90) \text{ cm}^2$.

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{377800}{50 \times 81^2 \times 14,2} = 0,081$$

$\mu = 0,1 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas. } \mu < 0,186 \rightarrow \text{ passe par le pivot (A) domaine (1) qui}$

se caractérise : $1000\xi_s > 1000\xi_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

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

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,95$$

- **Determination des armatures :**

$$A_s = \frac{M_{t \text{ max}}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{377800}{0,95 \times 81 \times 348} = 14 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 50 \cdot 81 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(14 \text{ cm}^2; 4,9 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 14 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^s = 786200 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 14}{50} = 4,2 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 81 \times 4.2 = 680.4\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4.2 + \sqrt{4.2^2 + 680.4} = 22.22\text{cm}$$

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

$$I = \frac{50 \times 22.22^3}{3} + 15 \times 14 \times (81 - 22.22)^2 = 908412.65\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{786200}{908412.65} = 0.86$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 19.1 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,86 \times (81 - 22.22) = 758.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 201.34 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201.34 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{486200}{201.34 \times 50 \times (81)^2} = 0.168$$

$$\mu_1 = 0,002 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,882 \\ K_1 = 72.72 \end{array} \right.$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.34}{72.72} = 2.77 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_x^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{486200}{201.34 \times 0,882 \times 81} = 13.99\text{cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4\text{HA } 20 + 2\text{HA } 14 \quad A=15.65\text{cm}^2$$

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm ²]	26.07	13.99	23.45	11.43
Amin [cm ²]	4.9	4.9	4.9	4.9
A=max (Au ; Amin)	26.07	13.99	23.45	11.43
Choix des armatures	8HA16+4HA 20	4HA20+2HA 14	8HA16+4HA20	4HA20+2HA 14
Acorr [cm ²]	28.65	15.65cm ²	28.65	15.65cm ²

Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif des choix des armatures

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$T_u^{max} = q_u \cdot L = 184.24 \cdot 5 = 92120 [\text{N.M}]$$

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

$$T_u^{max} \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec: $a = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 81 = 72.9 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = 92120 < 0,267 \times 72.9 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 2433037 \text{ N}$$

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

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 * d} \right]$$

$$A_1 = 28.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[92120 + \frac{378800}{0.9 * 81} \right] * 10^{-2} = 2.79 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{92120}{50 * 81 * 10^2} = 0.227 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min[0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.227 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales At :**

a/-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\text{min}} \right)$$

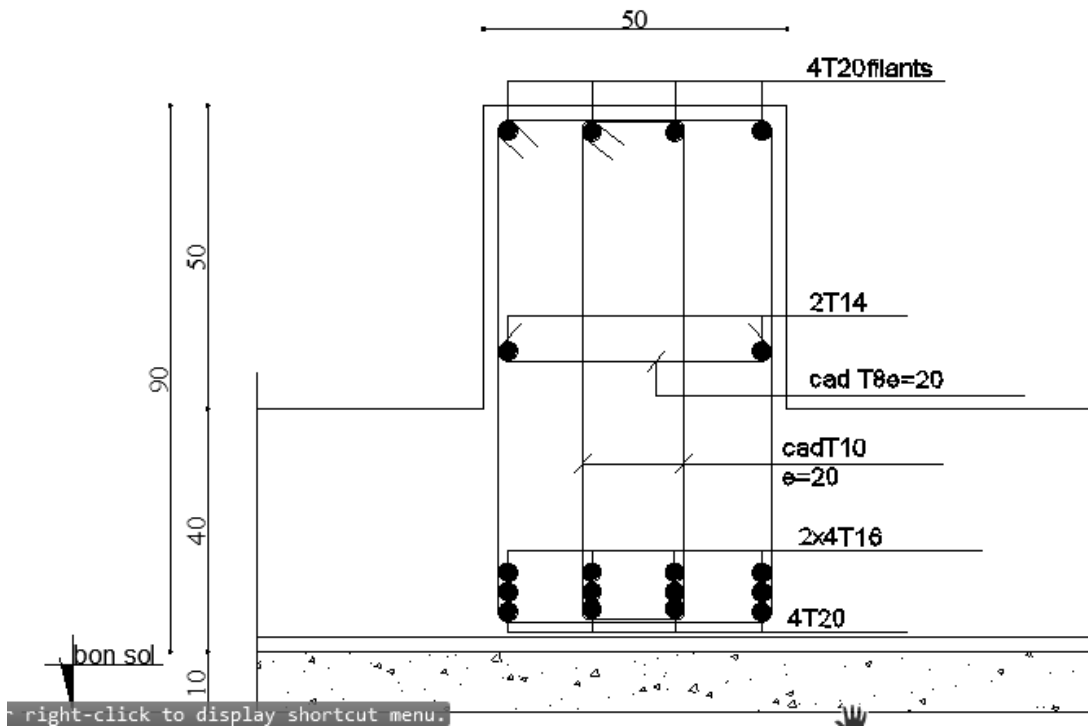
$$\phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35} ; \frac{50}{10} ; 1.2 \right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier

FeE400 $\Rightarrow A_t = 5 \text{ HA} 10 = 3.93 \text{ cm}^2$

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

COUPE sur APPUI



COUPE en TRAVÉE

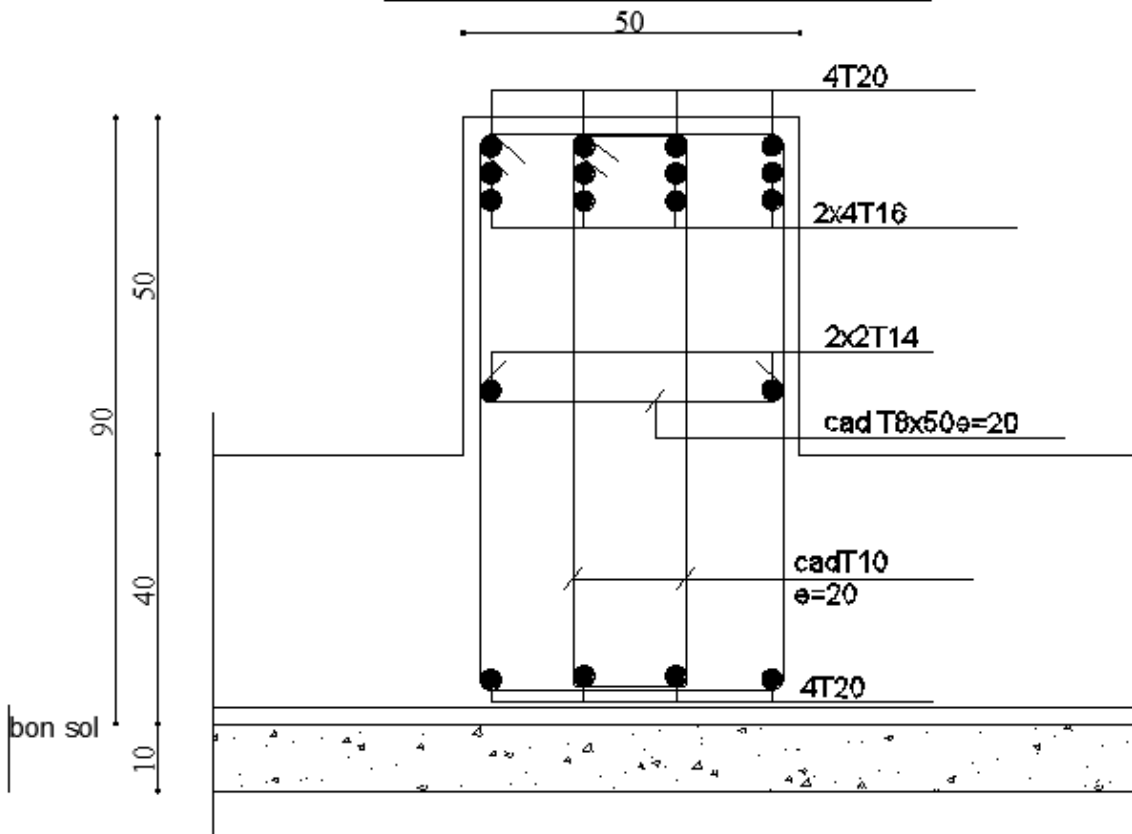
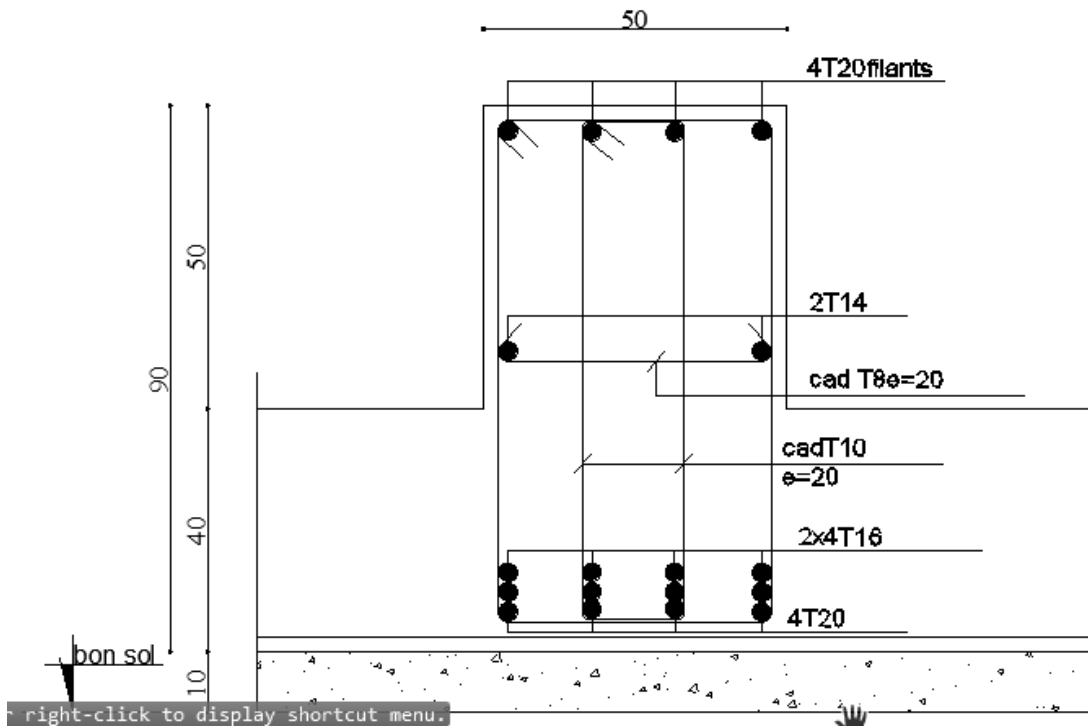


Fig.VIII.12: schéma de ferrailage de la poutre principale

COUPE sur APPUI



COUPE en TRAVÉE

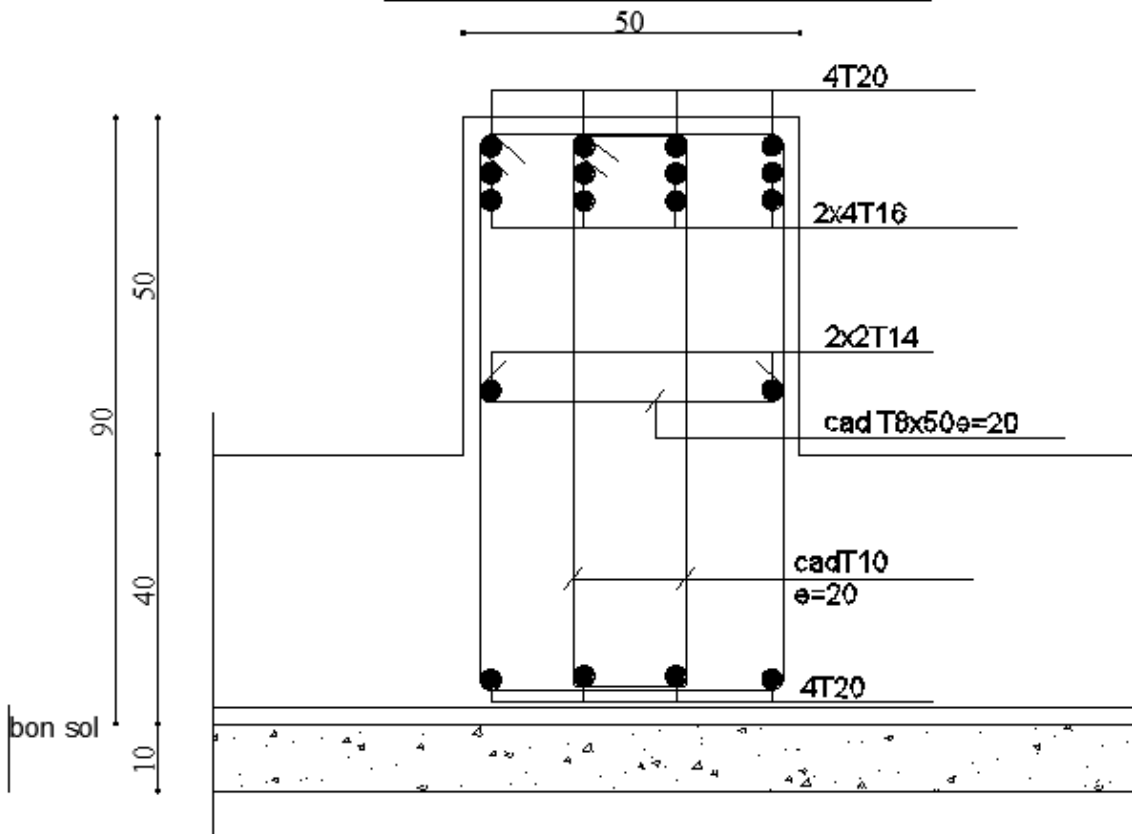


Figure.VIII.13: schéma de ferrailage de la poutre secondaire

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur.

En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Robot » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes.

Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables.

Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.