

Université Abdelhafid Boussouf - Mila
Faculté des Sciences et de Technologie
Département de Génie civil et Hydraulique



N° Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER en Génie Civil
Spécialité : Structures

Conception et calcul d'un bâtiment (R + 4) à usage
d'habitation en zone de moyenne sismicité

Réalisé par :
- ALIOUAT Hadjer
- GUENNIFI Kenza

Soutenu devant le jury :

Dr. ABADA Rofia
Dr. ZIANE Sami
Dr. DROUNA Karima

Présidente
Examineur
Promotrice

Année universitaire : 2025/2026

سوره الفاتحه

Dédicace



J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à :

Ma très chère mère, dont les prières ont toujours été mon soutien et la lumière qui a guidé mes pas. Merci pour ton amour, ta patience et tous les sacrifices que tu as consentis pour mon bonheur et ma réussite.

À mon cher père, modèle de courage, de travail et de persévérance. Merci pour ton soutien indéfectible, tes conseils précieux et les valeurs que tu m'as transmises.

À mon frère bien-aimé, qui a toujours été à mes côtés, me soutenant dans les moments de doute comme dans les moments de joie. Je lui exprime toute ma gratitude et mon affection.

À mon soutien discret dans l'ombre, Les mots ne suffisent peut-être pas à exprimer toute la gratitude que je te porte. Merci d'avoir été une lumière dans les moments de fatigue, une force dans les instants de faiblesse et la personne qui a rendu ce chemin moins difficile. Tu as ta part dans cette réussite, et tu occupes dans mon cœur une place que les mots ne sauraient décrire.

J'adresse également cette dédicace à mes frères et sœurs, à toute ma famille, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Hadjer



Dédicace



Je dédie ce travail à ceux qui, après Dieu, ont été la première cause de mon existence et de ma réussite : mes chers parents.

À mon Mari " Younes " qui n'a jamais hésité à m'offrir un mot d'encouragement ou un soutien précieux, tu as toujours été mon refuge et mon premier pilier.

Enfin, à mon précieux enfant, ma fille " Djouri Bahar " ; toi qui as toujours été ma source d'inspiration, c'est à toi que je dédie ce succès,
en espérant qu'il soit le premier pas vers un avenir radieux qui illuminera notre vie de bonheur.



Kenza



Remerciements

Je remercie Dieu le Tout-Puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'aide et le soutien de nombreuses personnes auxquelles j'adresse ma profonde gratitude.

J'exprime tout particulièrement mes sincères remerciements à Dr.K. Drouna, pour son encadrement, sa disponibilité, sa patience et ses précieux conseils qui ont grandement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Mes vifs remerciements s'adressent également à Dr. S. Ziane et Dr. Rabhi, pour leurs orientations, leurs remarques pertinentes et leur accompagnement tout au long de cette étude.

Je remercie également les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à l'ensemble des enseignants et à l'administration de l'Université de Mila, pour la qualité de la formation et du savoir qu'ils nous ont transmis durant tout notre parcours universitaire.

Merci à tous.

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, est constitué de rez de chaussée plus quatre étages.

La structure est implantée dans la wilaya de **Mila**, classée comme une zone de forte sismicité (**Zone V**) selon le Règlement Parasismique Algérien **2024**.

Le but de l'étude est d'atteindre la stabilité et la durabilité de la structure, passé par plusieurs étapes : commençant par le calcul de pré dimensionnement et de la descente de charges jusqu' aux fondations.

Nous utilisons le logiciel de **Robot structural analysis 2014** pour la détermination des sollicitations, le reste de calcul a été effectuée manuellement, selon le code algérien et le DTR C2.2, BAEL91 , le RPA2024.

Mots clés : Bâtiment, Béton, ROBOT 2014, RPA2024, CBA93, BAEL91.

Abstract

This project studies a building in (R+4) for residential use; the structure is located in the state of **Mila**, classified as a zone of high seismicity (**zone V**) according to the Algerian Paraseismic Regulation **2024**.

The purpose of the study is to achieve the stability and durability of the structure, passed through several stages: start with the pre-sizing calculation and load descent to the foundations.

We use the **Robot structural analysis 2014** software to know the stresses, the rest of the calculation was done manually, according to the regulations DTR C2.2, RNV99, BAEL91 and RPA2024.

Keywords: Building, Concrete, ROBOT2014, RPA2024, CBA93, BAEL91.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات (طابق ارضي + أربعة طوابق) الموجود بولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية منطقة (V) حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA2024).

الغرض من الدراسة هو تحقيق استقرار ومتانة الهياكل، حيث مررنا بعدة مراحل: البدء بحساب التحجيم المسبق ونزول الحمل الى الأساسات.

نستخدم برنامج **ROBOT2014** لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل وتم اجراء باقي الحسابات يدويا، وفقا للوائح DTR BC2.2 و BAEL91 و RPA2024.

الكلمات المفتاحية: العمارة الخرسانة، CBA93، BAEL91، RPA2024، ROBOT2014.

Sommaire

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Présentation du projet et règles générales	
I-1 Introduction	3
I-2 Implantation de l'ouvrage	3
I-3 Présentation du bâtiment.....	3
I-3-1 Dimensions en élévation.....	3
I-3-2 Dimensions en plan.....	3
I-4 Conception de la structure	3
I-4-1 Ossature de l'ouvrage.....	6
I-4-2 Plancher	6
I-4-3 Escalier	7
I-4-4 Maçonnerie.....	7
I-4-5 Acrotères.....	8
I-4-6 Fondation.....	8
I-5 Caractéristiques des matériaux.....	9
I-5-1 Le Béton	9
I-5-1-1 Caractéristiques mécanique du béton.....	10
I-5-2 L'acier.....	12
I-5-2-1 Caractéristiques mécaniques de l'acier	12
I-6 Hypothèse de calcul	14
I-7 Normes et règlements	16
I-8 Logiciels utilisés.....	16
I-9 Conclusion	17
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges	
II-1- Introduction.....	19
II-2- Pré dimensionnement du plancher à corps creux	19
II-3 Pré-dimensionnement des escaliers	19
II-4 Pré-dimensionnement de la poutre palière	21
II-5 Pré-dimensionnement de l'acrotère	22
II-6 Pré-dimensionnement du balcon.....	22
II-7 Pré dimensionnement des poutres.....	23
II-8 Pré dimensionnement des Poteaux	24
II-9 Pré dimensionnement les voiles.....	25
II-10 Evaluation des charges et surcharges	26
II-11 Descente de charge	30
II-12 Conclusion.....	35
CHAITRE III : Étude des éléments secondaires	
III-1 Introduction.....	37
III-2 Etude de l'acrotère.....	37
III-2-1 Détermination de la charge due au séisme	37
III-2-2 Calcul de sollicitations.....	38
III-2-3 Ferrailage et vérifications	38

III-2-4 Schéma du ferrailage	43
III-3 Les escaliers.....	43
III-3-1 L'étude de la première partie d'escaliers de RDC	43
III-3-1-1 Schéma statique	43
III-3-1-2 Evaluation des charges et des surcharges.....	43
III-3-1-4 Calcul des sollicitations à l'ELU	44
III-3-1-5 Calcul des sollicitations à l'ELS.....	46
III-3-2 Le ferrailage à l'ELU	47
III-3-3 Vérification des contraintes à l'ELS	50
III-3-4 Vérification de la flèche à ELS	52
III-3-5 Schéma du ferrailage	54
III-4 Poutre palière.....	54
III-4-1 Evaluation des charges	54
III-4-2 Calcul de ferrailage.....	55
III-4-3 Schéma de ferrailage.....	62
III-5 Balcon (dalle pleine)	62
III-5-1 Evaluation des charges	63
III-5-1-1 Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant	63
III-5-2 Le ferrailage	64
III-5-3 Schéma de ferrailage.....	67
III-6 Les planchers	67
III-6-1 Introduction	67
III-6-2 La Réalisation du Plancher	68
III-6-3 Méthode de calcul	68
III-6-4 Calcul des poutrelles	70
III-6-4-1 Type de poutrelle	70
III-6-5 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure	70
III-6-6 Calcul des sollicitations	71
III-6-6-1 Calcul du moment de poutrelle du plancher terrasse.....	71
III-6-6-2 Calcul des efforts tranchants de poutrelle du plancher terrasse.....	73
III-6-6-3 Calcul des efforts tranchants de poutrelle du plancher terrasse.....	76
III-6-6-4 Plancher étage courant	77
III-6-7 Calcul du ferrailage.....	78
III-6-8 Schéma de Ferrailage.....	90
III-7 Conclusion	91

CAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

IV-1 Introduction	93
IV-2 Buts de l'analyse dynamique.....	93
IV-3 Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces	93
Sismiques.....	93
IV-3-1 Méthode statique équivalente.....	93
IV-3-2 Méthode dynamique modale spectrale	94
IV-4 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente	95
IV-4-1 Définitions de la valeur des coefficients	95
IV-5 Modélisation et résultats	99
IV-5-1 Modélisation.....	99
IV-5-2 Analyse de la structure	99
IV-6 Calcul des Actions Sismiques	102
IV-6-1 Calcul de déplacements	105
IV-6-2 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	106
IV-7 Conclusion	108

CHAPITRE V : Calcul des éléments principaux

V-1 Introduction.....	110
V-2 Ferrailage des poteaux.....	110
V-2-1 Sollicitations du calcul	111
V-2-2 Etat limite de stabilité de forme	111
V-2-3 Détermination des sections d'acier	112
V-3 Recommandations des règlements	116
V-3-1 Armatures longitudinales.....	116
V-3-2 Armatures transversales	117
V-3-3 Vérifications	119
V-3-4 Schéma de ferrailage des poteaux	120
V-4 Ferrailage des poutres	121
V-4-1 Sollicitations du calcul	121
V-4-2 Recommandations du RPA99/2024 (Art 7.5.2 RPA99)	122
V-4-3 Exemple de ferrailage	122
V-4-3-1 Poutres principales.....	122
V-4-3-2 Poutre secondaire	124
V-4-4 Vérifications	125
V-4-4-1 Vérification des sections des armatures transversales	125
V-4-4-2 Vérification de l'effort tranchant	125

V-4-4-3 Vérification de la compression du béton.....	126
V-4-4-4 Vérification de l'entraînement des barres	126
V-4-4-5 Vérification à L'ELS	126
V-4-4-6 Vérification de la flèche : (CBA article E.6.5.1)	127
V-4-4-7 Schéma de ferrailage des poutres	128
V-5 Ferrailage des voiles.....	128
V-5-1 Types d'armatures	128
V-5-1-1 Aciers verticaux	129
V-5-1-2 Aciers horizontaux.....	129
V-5-2 Exigences de ductilité pour la zone critique.....	129
V-5-3 Calcul d'armatures de voile selon les règles BAEL91	130
V-5-3-1 Calcul d'armatures de voile selon les règles BAEL91 le sens x-x.....	130
V-5-3-1-1 Les Aciers vertical.....	130
V-5-3-1-2 Aciers horizontaux	133
V-5-3-2 Calcul d'armatures de voile selon les règles BAEL91 le sens y-y.....	133
V-5-3-2-1 Les Aciers vertical.....	133
V-5-3-2-2 Aciers horizontaux	136
V-5-4 Schéma ferrailage des voiles	137

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI-1 Introduction	139
VI-2 Étude géotechnique du sol	140
VI-3 Choix du type de fondation	140
VI-3-1 Vérification de la semelle isolée	140
VI-3-2 Vérification de la semelle filante	141
VI-3-3 Radier général	141
VI-3-3-1 Pré dimensionnement de radier	142
VI-3-3-2 Les Vérifications	143
VI-3-3-3 Ferrailage du radier	145
VI-3-3-4 Ferrailage des nervures	148
VI- 4 Conclusion.....	151
conclusion générale	153

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation du projet et règles générales

Tableau I-1: La limite d'élasticité de l'acier.	13
--	----

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau II-1: Evaluation de charge de l'acrotère	22
Tableau II-2 : section des poteaux préalable.....	25
Tableau II-3 : Les charges sur le plancher de la terrasse inaccessible.....	26
Tableau II-4 : Les charges sur le plancher d'étage courant.Les charges sur le plancher d'étage courant.....	27
Tableau II- 5 : Charge permanente et d'exploitation de balcon.....	27
Tableau II- 6 : Charge permanente de cloisons extérieures.....	28
Tableau II- 7 : Les charges du mur intérieur (10cm).....	28
Tableau II- 8 : Les charges sur la palier.....	28
Tableau II-9 : Les charges sur la paillasse.....	29
Tableau II-10 : Charge permanents des voiles.....	29
Tableau II- 11 : L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.....	31
Tableau II- 12 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).....	32

CHAITRE III : Étude des éléments secondaires

Tableau III- 1: ferrailage à l'ELU d'appuis.....	49
Tableau III- 2: ferrailage à l'ELU de travée.....	50
Tableau III- 3 : vérification des contraintes à l'ELS de travée.....	51
Tableau III- 4 : Vérification des contraintes à l'ELS d'appuis.....	52
Tableau III-5 : Les combinaisons d'action.....	71
Tableau III-6 : Tableau récapitulatif du moment et l'effort tranchant à l'ELU.....	77
Tableau III-7 : Tableau récapitulatif du Mt et Mapp à l'EL.....	78
Tableau III-8 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.....	78

Tableau III-9 : Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse.....	82
Tableau III-10 : Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.....	82
Tableau III-11 : Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.....	86
Tableau III- 12 : Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant.....	86

CAPITRE IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV-1 : Coefficient d'accompagnement	96
Tableau IV-2 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ans	97
Tableau IV-3 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 (Zones IV, V et VI).....	97
Tableau IV-4 : Valeurs des coefficients d'importance.....	98
Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient de comportement R.....	98
Tableau IV-6 : Valeur de facteur de qualité.....	99
Tableau IV-7 : Périodes et factures de participation massique modale.....	101
Tableau IV-8 : La relation entre la période empirique et analytique.....	103
Tableau IV-9 : Valeurs du coefficient C_t.....	103
Tableau IV-10 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	104
Tableau IV-11 : centre de masse et centre de torsion.....	104
Tableau IV-12 : Vérification de l'excentricité accidentelle.....	105
Tableau IV-13 : Vérification de déplacement.....	106
Tableau IV-14 : Vérification au renversement sens x.....	106
Tableau IV-15 : Vérification au renversement sens y.....	107
Tableau IV-16 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux.....	107
Tableau IV-17 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens x-x.....	108
Tableau IV-17 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ au sens x-x.....	108

CHAPITRE V : Calcul des éléments principaux

Tableau V-1: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques	111
Tableau V-2 : Sollicitations dans les poteaux.....	111
Tableau V-3 : Combinaison de calcul	111
Tableau V-4 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	116
Tableau V-5 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	117
Tableau V-6 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL[3]dans les poteaux.....	117
Tableau V-7 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	119
Tableau V-8 : Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).....	121
Tableau V- 9 : Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).....	121
Tableau V-10 : Ferrailage des poutres principales.....	124
Tableau V-11 : Ferrailage des poutres secondaire.....	124
Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles.....	126
Tableau V- 13 : Vérification de la compression du béton.....	126
Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de compression de béton.....	127
Tableau V-15 : Résultat sur le ROBOT ANALYSE STRUCTURE 2014.....	129

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

TableauVI-1 : Ferrailage de la dalle du radier.....	146
TableauVI-2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	147
Tableau-VI-3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	148
Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures du radier.....	148
Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	148
TableauVI-6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	149

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation du projet et règles générales

Figure I-1 : Plan Du Rez De Chaussée.	4
Figure I-2 : Plan étage courant.....	4
Figure I-3 : façade principale.	5
Figure I- 4 : façade postérieure.....	5
Figure I-5 : La coupe AA.	6
Figure I- 6 : plancher.	6
Figure I-7 : Présentation de l'escalier.....	7
Figure I-8 : Mur extérieur et Mur intérieur.....	7
Figure I-9 : L'acrotère.	8
Figure I-10 : les type de fondation.	8
Figure I-11 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.....	11
Figure I-12: Diagramme des Contraintes Déformations du béton dans le domaine élastique linéaire.	12
Figure I- 13: Diagramme de contraintes-déformation de l'acier	13
Figure I-14 : Diagramme des déformations limité de la section.....	14

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Figure II- 1: Coupe verticale du plancher à corps creux.	19
Figure II- 2: Schéma d'escalier.	20
Figure II- 3: coupe d'acrotère.....	22
Figure II- 4: Coupe de voile en élévation.	25
Figure II- 5: Schéma statique de la descente de charge.	30
Figure II- 6 : Charges afférentes pour le poteau intermédiaire.....	31

CHAITRE III : Étude des éléments secondaires

Figure III-1 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure III- 2 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	43
Figure III- 3: schéma des escaliers RDC.....	43
Figure III- 4 : La charge équivalente ELU.....	44
Figure III- 5 : la charge équivalente ELS.....	46
Figure III- 6 : Section de calcul d'escalier.....	47
Figure III- 7 : Schéma du ferrailage des escaliers (étage courant).	54
Figure III- 8: Evaluation des charges	54
Figure III-9 : La section de calcul de la poutre en flexion simple.....	55
Figure III-10 : Coupe de la poutre.....	60
Figure III-11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	62
Figure III-12 : schéma du balcon.....	63
Figure III-13 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	67
Figure III-14: plancher à corps creux.....	67
Figure III-15 : Les valeurs absolues des moments sur appuis.....	70
Figure III-16 : Schéma de la poutrelle.....	70
Figure III-17 : Type de poutrelle.....	70
Figure III-18 : schéma de la poutrelle.....	71
Figure III-19 : Diagramme des moments à l'ELU.....	73
Figure III-20 : Diagramme des efforts tranchants a l'E.L.U.....	74
Figure III-21 : schéma de la poutrelle.....	74
Figure III-22 : Diagramme des moments à l'ELS.....	76
Figure III-23 : Diagramme des efforts tranchants a l'E.L.S.....	77
Figure III- 24 : Coupe d'une poutrelle.....	78

Figure III- 25: Schéma de Ferrailage de nervure (16+5).....	90
Figure III-26 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	91

CAPITRE IV : Etude dynamique sismique

Figure IV-1 : Vue en plan et en 3D de la structure en portique.....	100
Figure IV-2 : Vue en plan pour la disposition du voile.....	100
Figure IV-3 : Premier mode de vibration vue 3D et vue en plan.....	101
Figure IV-4 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.....	102
Figure IV-5 : Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan.....	102

CHAPITRE V : Calcul des éléments principaux

Figure V-1 : Schéma de ferrailage des poteaux (30x40).....	120
Figure V-2 : Schéma de ferrailage poutres principales.....	128
Figure V-3 : Schéma de ferrailage poutres secondaire.....	128
Figure V-4 : Schéma ferrailage des voiles.....	137

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI- 1 : Semelle isolée.....	139
Figure VI- 2 : Semelle filante.....	139
Figure VI- 3 : Radier générale.....	139
Figure VI-4 : Schéma du poinçonnement.....	144
FigureVI-5 : Schéma de ferrailage de radier en travée.....	150
Figure VI- 6 : Schéma de ferrailage de radier en appui.....	150
FigureVI-7 : Schéma de ferrailage des nervures en travée.....	151
Figure VI-8 : Schéma de ferrailage des nervures en appui.....	151

Liste des notations

A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Action accidentelle.
F	Force concentrée.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur , portée.
M	Moment fléchissant.
N	Effort normal.
Q	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
T	Effort tranchant, période.
V	Force sismique totale.
W	Poids totale de la structure.
Z	Bras de levier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
A_r	Armature de réparation.
A_{st}	Section d'armature.
B_r	Section réduite.
C_p	Facteur de force horizontal.

C_T	Coefficient de période.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_{vj}	Module d'élasticité différé.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x , I_y	Moment d'inertie.
L_f	Longueur de flambement.
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{se} r	Moment à l'état limite service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{se} r	Effort normal pondéré aux états limites de service.
S_t	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.

f	Flèche.
$\bar{f}$	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
f_{bc}	Contrainte de calcul.
f_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour.
f_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
i_x, i_y	Rayon de giration.
a	Position relative de la fibre neutre.
β	Coefficient de pondération
λ	Elancement.
ε	Déformation relative.
ϕ	Diamètre des armatures.
η	Facteur de correction d'amortissement.
θ	Coefficient d'application.
μ_u	Moment ultime réduit.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier.
τ_u	Contrainte de cisaillement.
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement.

σ_{bc}	Contrainte de béton.
σ_{st}	Contrainte d'acier.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier.
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment RPA2024 [1] DTR [2] , BAEL91 [3], CBA93 [4].

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+4, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé. Après une descende des charges et un Pré dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations. Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT2014 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 le CBA93 [3] et le RPA2024 [1].

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation en master, le travail est subdivisés en six chapitres, le premier consiste à donner présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul. Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux. Ensuite dans le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire. Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du la structure par le logiciel ROBOT2014. Le chapitre cinq nous allons étudier ferrailages des éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT2014. Et enfin, le dernier chapitre est consacré pour l'étude de la fondation, suivie d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation du projet et règles générales

I-1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé s'appuie sur des connaissances de base indispensables pour assurer la sécurité et l'économie de la structure. Ce chapitre présente donc quelques rappels essentiels ainsi qu'une description du projet de fin d'étude.

I-2 Implantation de l'ouvrage

Le bâtiment étudié est un immeuble de type R+4 destiné à l'habitation, situé dans la ville de Mila. Conformément au règlement parasismique algérien RPA99 (version 2024) [1], cette zone est classée comme présentant une sismicité élevée (Zone V). Le projet comprend un rez-de-chaussée et six étages supérieurs, tous affectés à un usage résidentiel.

I-3 Présentation du bâtiment

- Hauteur totale de bâtiment : $H = 15.30\text{m}$
- Hauteur de RDC : $h=3.06\text{m}$
- Hauteur d'étage courant : $h= 3.06\text{m}$

I-3-1 Dimensions en élévation

- Hauteur du BATIMENT est de 15.90 (avec l'acrotère=60cm).
- Hauteur du Rez-de-chaussée est de 3.06 m.
- Hauteur d'étage courant : $h= 3.06\text{m}$

I-3-2 Dimensions en plan

- Longueur totale : $L=17.80\text{ m}$ (sens longitudinal)
- Largeur total : $L=10.40\text{m}$ (sens transversal)

I-4 Conception de la structure

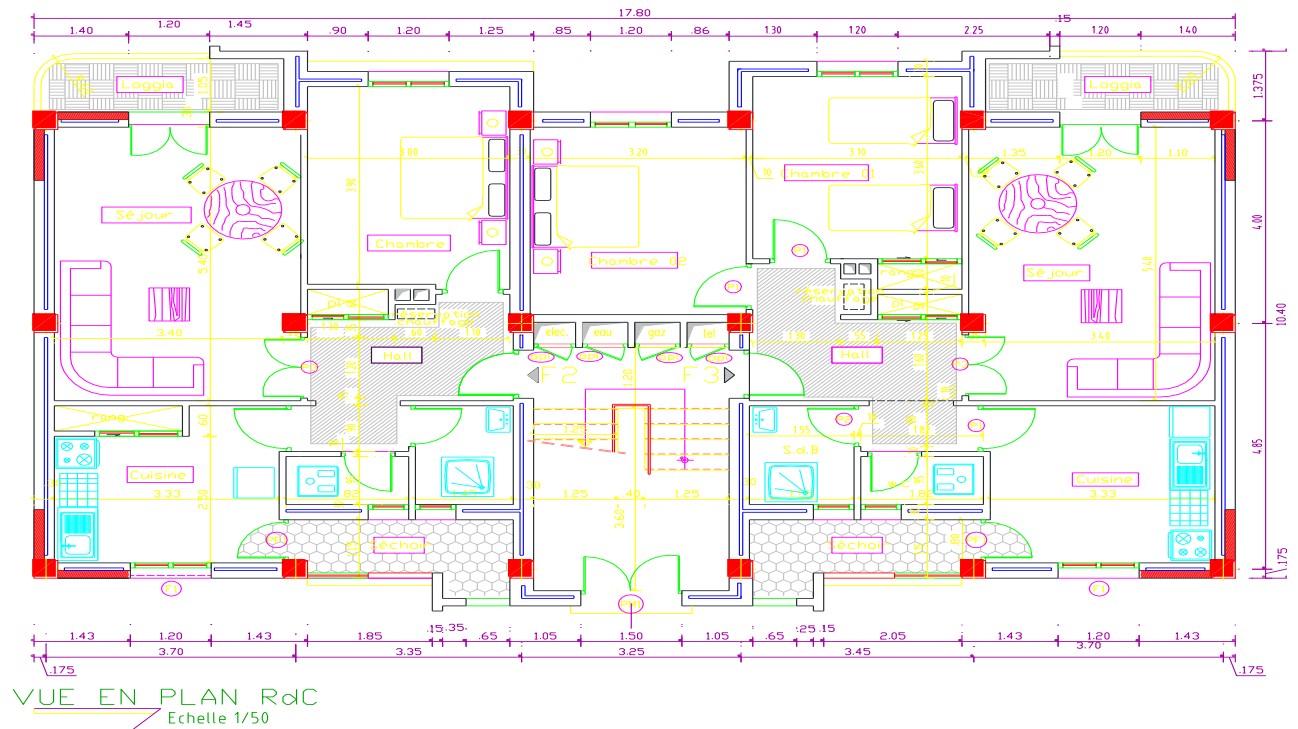


Figure I-1 : Plan Du Rez De Chaussée.

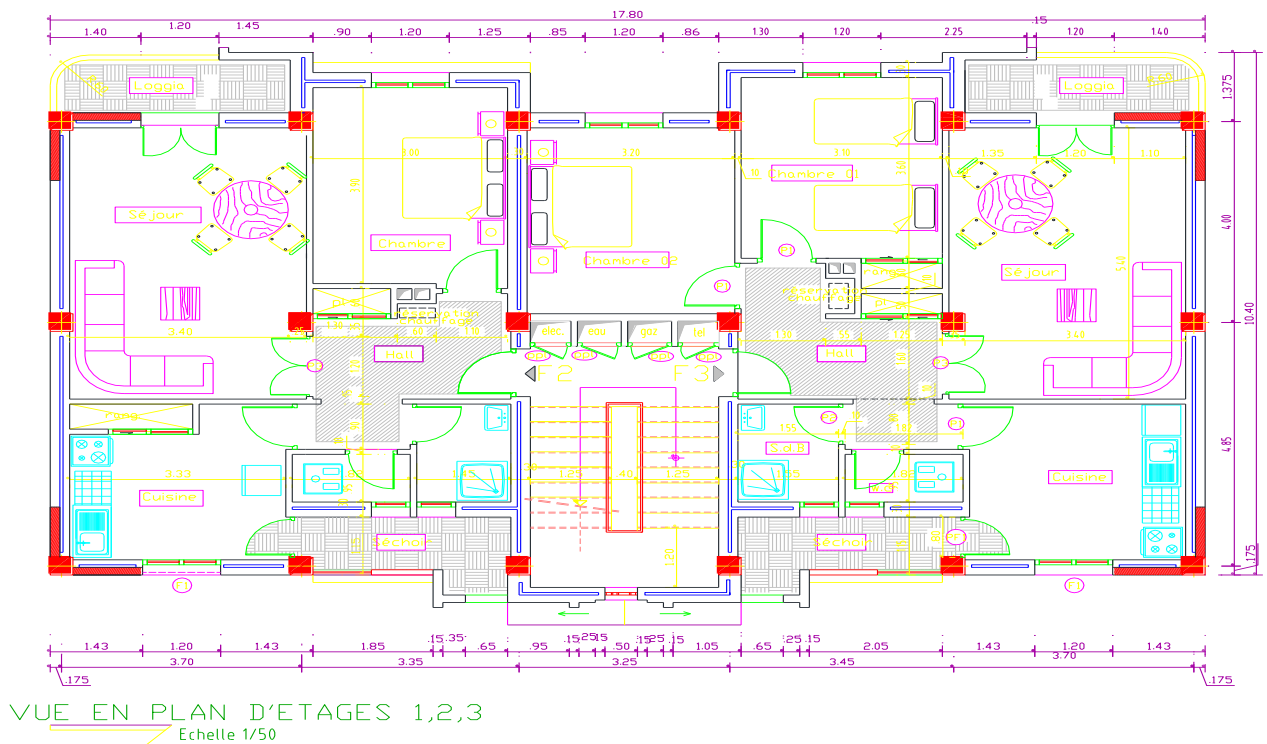


Figure I-2 : Plan étage courant.

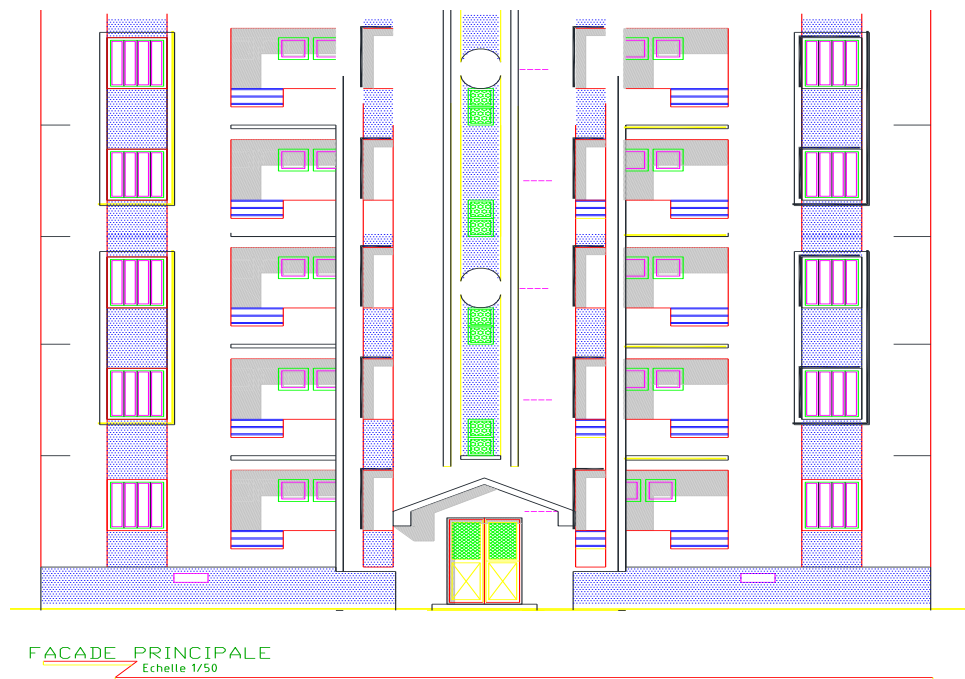


Figure I-3 : façade principale.

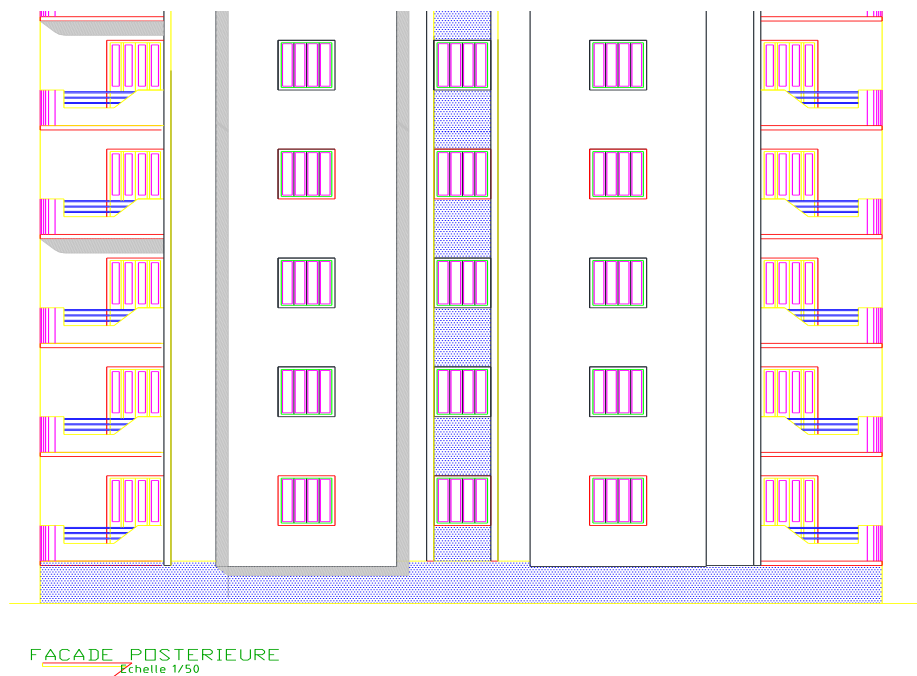


Figure I- 4 : façade postérieure.

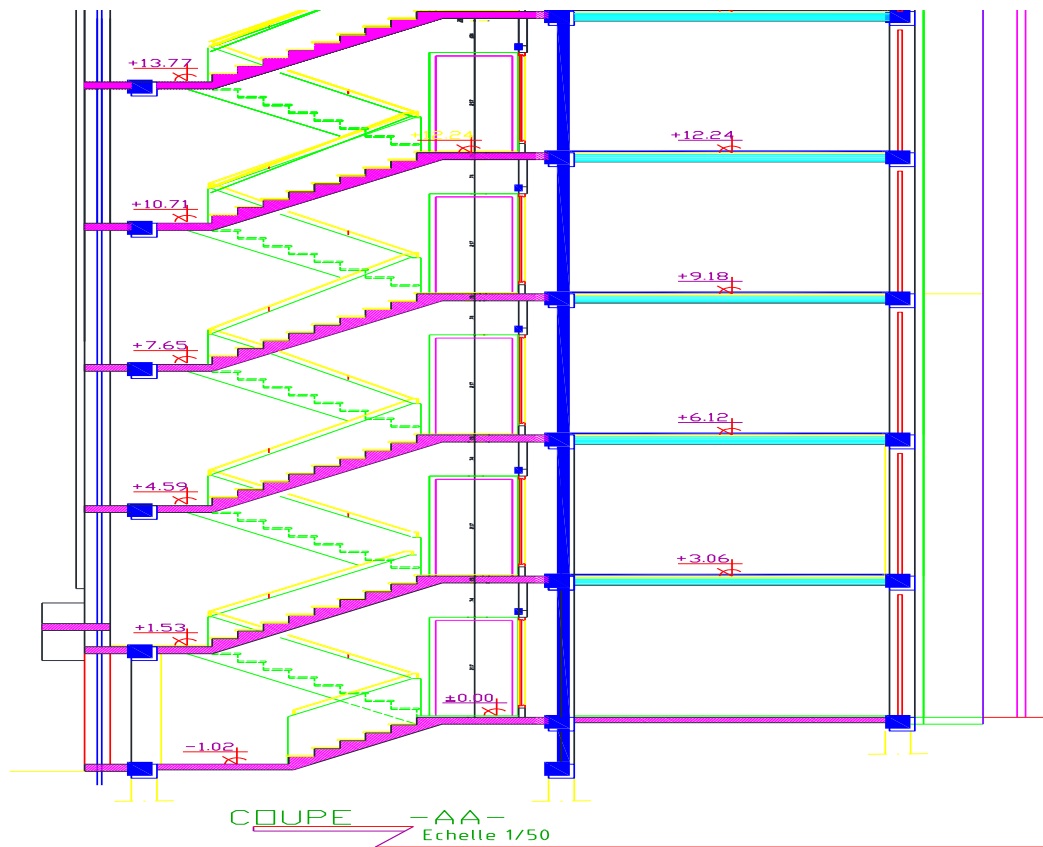


Figure I-5 : La coupe AA

I-4-1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques, complétés par des voiles, conformément aux exigences du RPA 99 / version 2024[1], afin d'assurer la stabilité globale de l'ouvrages .

I-4-2 Plancher

Le système de plancher adopté pour les différents niveaux est un plancher en corps creux. Ce choix permet de réduire le poids propre de la structure, de faciliter la mise en œuvre et de répondre aux exigences économiques du projet. Le plancher terrasse est, en outre, pour vu d'une isolation thermique multicouche ainsi que d'une pente élevée assurant l'évacuation.

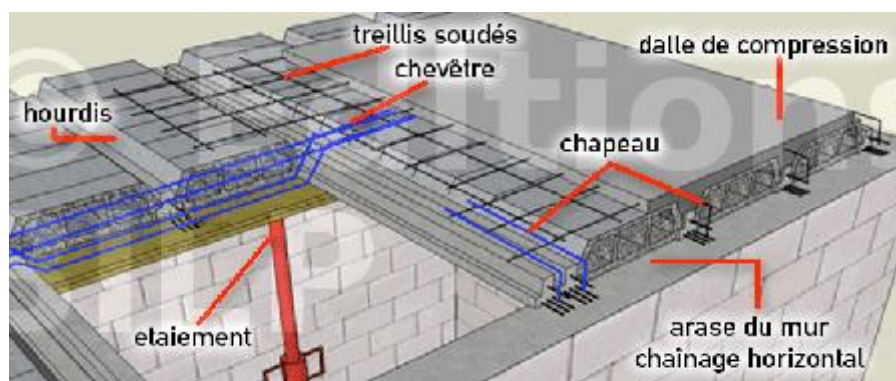


Figure I- 6 : plancher

I-4-3 Escalier

L'escalier est un ouvrage de circulation verticale composé de marches et de paliers, destiné à relier deux niveaux. Il est conçu pour supporter le poids propre de l'escalier.

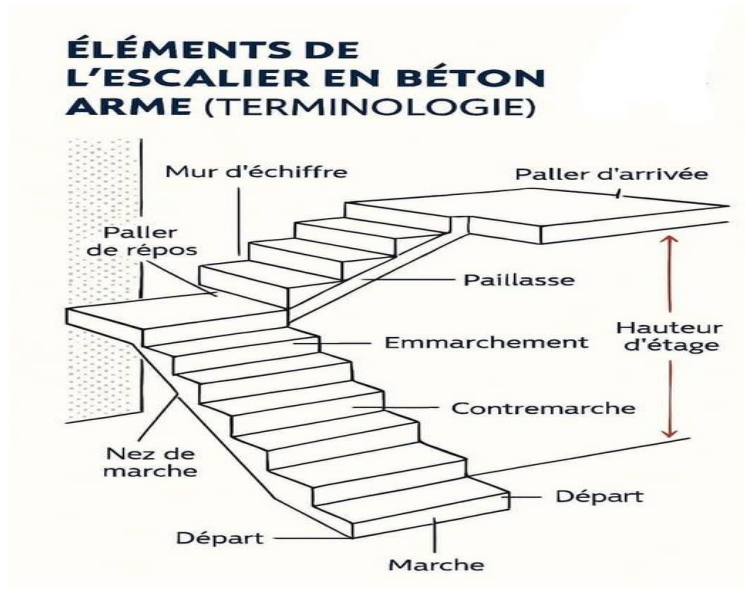


Figure I-7 : Présentation de l'escalier.

I-4-4 Maçonnerie

- Les murs extérieurs (Façades) : sont conçus en double paroi (ou mur double) pour assurer une meilleure isolation thermique et acoustique. Leur structure se décompose comme suit : (Brique creuse de 15 cm d'épaisseur + Un vide d'air (lame d'air) de 5 cm + Brique creuse de 10 d'épaisseur) = L'ensemble forme une épaisseur brute de 30 cm (hors enduits).
- Les murs de séparation intérieure : sont réalisés en simple cloison en épaisseur de Brique creuse de 10 cm.

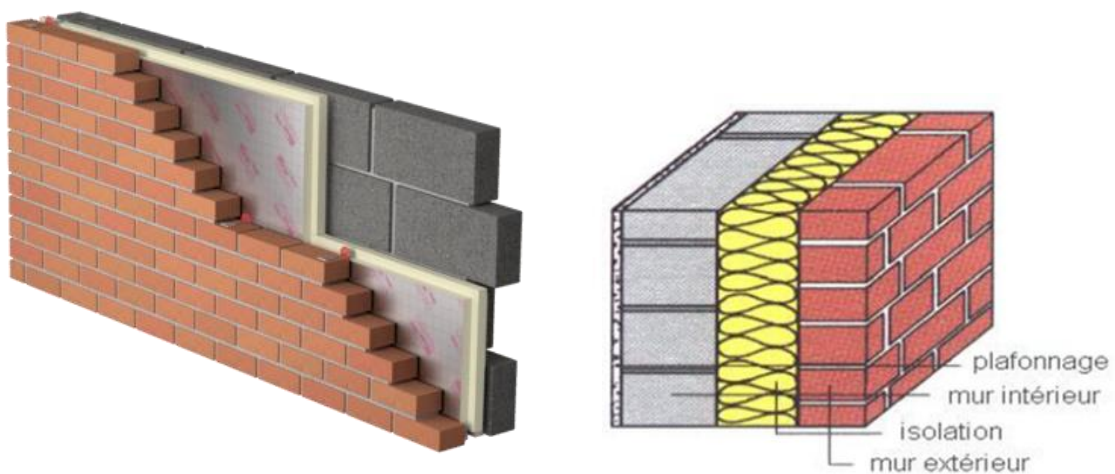


Figure I-8 : Mur extérieur et Mur intérieur.

I-4-5 Acrotères

L'acrotère est un muret d'une hauteur de $H=60$ cm et d'une épaisseur de $e=10$ cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

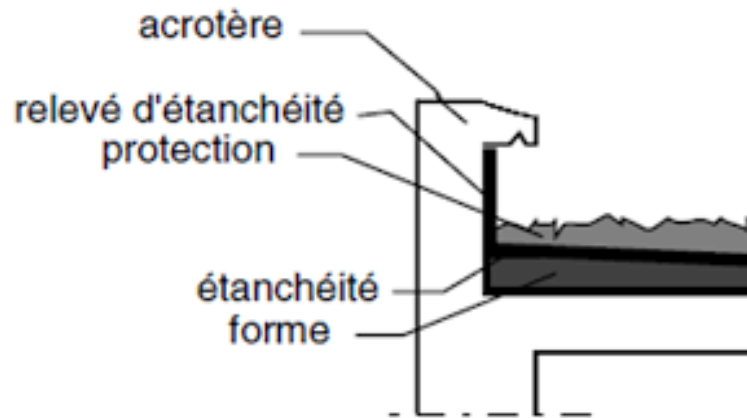


Figure I-9 : L'acrotère.

I-4-6 Fondation

L'infrastructure assure les fonctions suivantes:

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.



Figure I-10 : les type de fondation.

I-5 Caractéristiques des matériaux

Le béton armé est un matériau composite associant le béton (résistant à la compression) et l'acier (résistant à la traction) pour obtenir une structure capable de supporter des charges complexes. Il allie la forte capacité de compression du béton à la haute résistance à la traction et à la flexion de l'acier.

I-5-1 Le Béton

Le béton est un matériau de construction composite obtenu par le mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau. Ce mélange peut être complété par des adjuvants afin d'améliorer certaines propriétés à l'état frais ou durci. Après le gâchage, le béton durcit par hydratation du ciment et acquiert une résistance mécanique élevée, notamment à la compression, ce qui en fait un matériau essentiel dans les ouvrages de génie civil et de bâtiment.

La composition d'un 1 m^3 du béton ordinaire est la suivante :

- Ciment 350 kg/m^3 (soit 7sacs)
- Sable 400 l/m^3 , granulométrie $C_g \leq 5\text{ mm}$
- Gravillons 800 l/m^3 , granulométrie $C_g \leq 25\text{ mm}$
- D'eau de gâchage $160\sim 180\text{ l/m}^3$ (variable selon la saison : l'été / l'hiver)

- **L'ouvrabilité**

L'ouvrabilité est la qualité d'un béton qui permet sa mise en place et sa maniabilité tout en conservant son homogénéité.

- **Retrait :**

Le retrait correspond à la diminution de longueur d'un élément en béton. Il peut être assimilé à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement. Sa valeur est estimée à **3 % de la longueur de l'élément**.

- **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à **10^{-5} /°C**. Pour une variation de température de $\pm 20\text{ °C}$, la dilatation est de l'ordre de **2% de la longueur de l'élément**.

- **Fluage :**

Le fluage est le phénomène de déformation progressive du béton dans le temps sous l'action d'une charge constante appliquée durablement.

I-5-1-1 Caractéristiques mécanique du béton**➤ Résistances à la compression f_{cj} : (BAEL 91[3]/Art 2-1-1-1) :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPA ($f_{c28} = 30$ MPA).

Selon le CBA 93[4]: Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$$f_{c28} \leq j \text{ 40 MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}$$

$$f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28}$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour : $j \geq 60$ jours : $f_{cj} = 1,1$
- Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25$ Mp

➤ Résistances à la traction f_{ctj} : (BAEL91 [3]//Art A-2 12) :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ☞ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ☞ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{ct28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ Avec : } f_{cj} < 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ct28} = 2.1 \text{ MPa}$$

➤ Modules de déformation longitudinale :

Module de déformation instantanée : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa.}$$

Module de déformation différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} : E_{i28} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

La déformation totale est environ trois fois la déformation instantanée.

➤ Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec:

($\Delta d/d$): déformation relative transversale ;

($\Delta L/L$): déformation relative longitudinale ;

Il est pris égal à :

* $\nu = 0,2$ pour E.L.S (béton non fissuré),

* $\nu = 0$ pour E.L.U (béton fissuré)

➤ Contraintes limites :

- État limite ultime (ELU) :

La Contrainte ultime du béton : (BAEL91[3] /Art 4 -3 -41) Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle" (figure I-11).

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

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

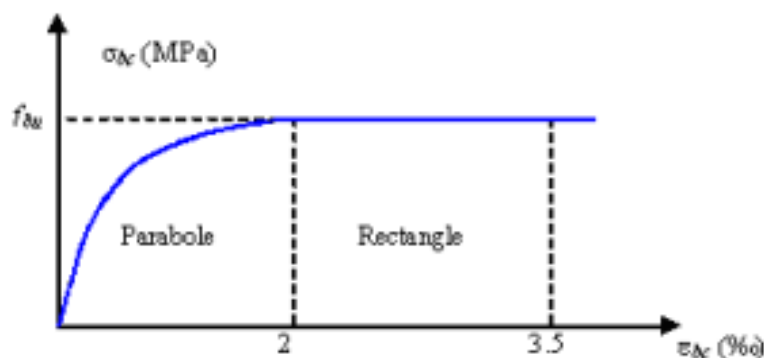


Figure I-11 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

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

γ : 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.

- La Contrainte ultime de cisaillement : (BAEL91[3] /Art A - 5-1-21)

*La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \overline{\tau_u}$

* $\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.2\text{MPa}$ cas normal (fissuration peu nuisible).

* $\overline{\tau_u} = \min(0.10 f_{c28}, 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable.

- La contrainte admissible de cisaillement :

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa. (BAEL91[3] / Article A-5-1-2-1-1).}$$

Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa. (BAEL91 [3] / Article A-5-1-2-1-1).}$$

- État limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité. (figure I-12)

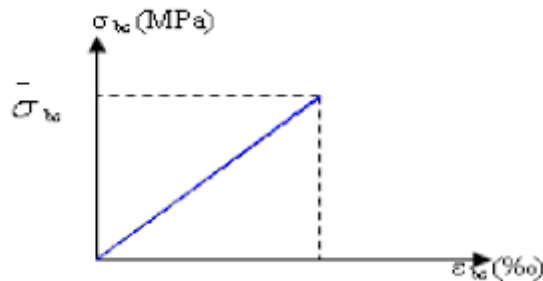


Figure I-12: Diagramme des Contraintes Déformations du béton dans le domaine élastique linéaire.

- La compression du béton : (CBA93/Art A – 4-5-2) [4]

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$

I-5-2 L'acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ Mpa.}$

I-5-2-1 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau [I.1] suivant :

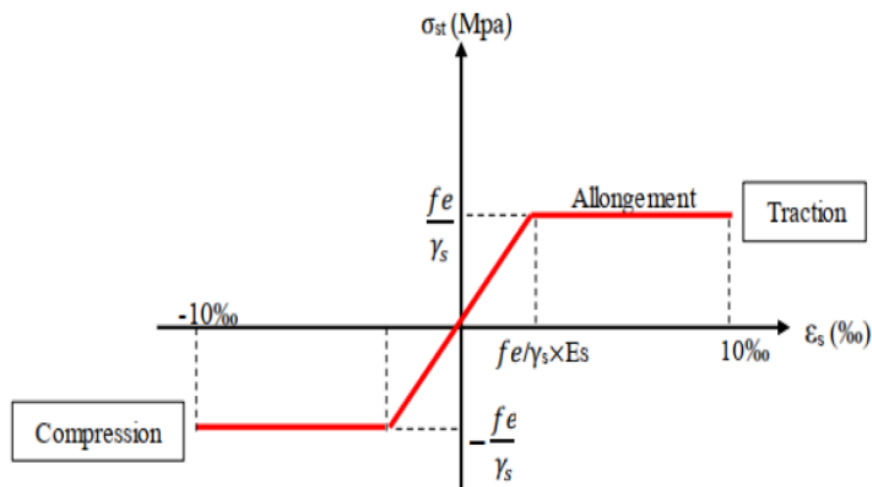
Tableau I-1: La limite d'élasticité de l'acier.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E 220	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F _e E 240	235	
Barre HA Type 3	F _e TE 400	400	Emploi courant
	F _e TE 500	500	
Fils tréfilés HA type 3	F _e TE400	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F _e TE 500	500	
Fils tréfiles lisses type 4	TL 500 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 520 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeTE40 type 1, $f_e = 400$ Mpa.

➤ **Contrainte limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure (I-13).

**Figure I- 13:** Diagramme de contraintes-déformation de l'acier.

Où :

$$\text{Contrainte limite de l'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite élastique de l'acier.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

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

$\gamma_s = 1$ cas de situation accidentelle.

$\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$: Allongement unitaire de l'acier.

➤ **Contrainte limite de service :**

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

-Fissuration peu nuisible : pas de limitation. (BAEL91[3] /Art 4-5-32)

-Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta F t 28} \right)$ (BAEL91[3] /Art 4-5-33)

-Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta F t 28} \right)$ (BAEL91[3] /Art 4-5-34)

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I-6 Hypothèse de calcul

➤ **Etat limite ultime :**

-Les sections droites restent planes avant et après déformation, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

-Le béton tendu est négligé.

-Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.

-Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion

$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure(2.3) tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

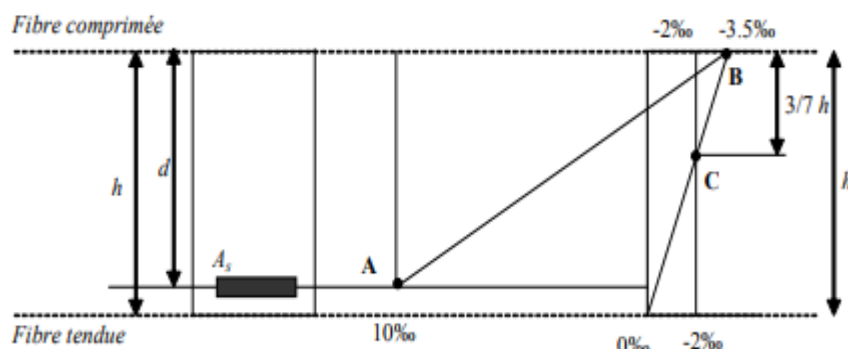


Figure I- 14 : Diagramme des déformations limité de la section.

➤ **Etat limite service :**

- Les sections droites restent planes avant et après déformation, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$.

➤ **Actions et sollicitations :**

• **Les actions :**

Les actions (ou sollicitations) désignent toutes les forces, charges ou influences extérieures qui agissent sur une structure ou un élément structurel, provoquant des contraintes, des déformations ou des déplacements. Ces actions peuvent être permanentes, variables ou accidentelles, et elles sont prises en compte lors de la conception et de l'analyse des structures pour garantir leur sécurité, leur stabilité et leur durabilité. On distingue généralement trois catégories principales d'actions :

• **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des charges qui s'exercent de manière constante tout au long de la vie de la structure. Elles incluent :

- Le poids propre des matériaux (béton, acier, etc.).
- Les charges fixes (cloisons, équipements permanents, etc.).

• **Actions variables (Q) :**

Ces charges varient en intensité ou en position au cours du temps. Elles comprennent :

- Les charges d'exploitation (personnes, mobilier, véhicules)
- Les charges climatiques (neige, vent, température).
- Les charges dynamiques (trafic, vibrations).

• **Actions accidentelles (FA) :**

Ces actions sont rares, mais extrêmement intenses. Elles incluent :

- Les séismes.
- Les explosions.
- Les chocs (impact de véhicules, chute d'objets).
- Les feux.

• **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont essentielles pour analyser et dimensionner une structure, elles permettent de vérifier sa résistance, sa stabilité et sa capacité à supporter les charges sans défaillance d'une construction et on compte :

- Effort normal (N) : Traction et Compression.
- Effort tranchant (V).
- Moment fléchissant (M_f).
- Moment de torsion (T).

- **Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

-Situations durables :

-A l'état limite ultime (ELU) : $1.35 G + 1.5 Q$.

-A l'état limite de service (ELS) : $G + Q$.

-Situations accidentelles (ELU) (séisme ; choc...)

on utilisées dans notre étude selon le (RPA99/version2024)[1] :

$$G + \psi Q \pm E_1$$

$$G + \psi Q \pm E_2$$

où:

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation, non pondérées

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné

et:

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

I-7 Normes et règlements

On utilise pour le calcul de notre étude les règlements suivants :

- ✓ [1] Règles parasismiques Algériennes : RPAversion 2024.
- ✓ [2] Document technique réglementaire : DTR B.C. 2.2.
- ✓ [3] Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.
- ✓ [4] codes du béton armé : CBA93.

I-8 Logiciels utilisés

Pour étudier une construction, on a utilisé plusieurs codes numériques comme AUTOCAD, ROBOT... .

Dans notre projet, on a choisis de calculer par ROBOT.

Par définition, le logiciel Auto desk Robot structural Analyses professionnel propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction.

I-9 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons cité tous les caractéristique des matériaux (béton-acier), les dimensions du notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calcul puis les caractéristiques structurales de quelque éléments que nous allons étudier dans les prochains chapitres.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

II-1- Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments d'un projet de génie civil est une étape principale et obligatoire. Il a un but de déterminer les dimensions des différents éléments de la Structure, les dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2024[1], CBA93 [4], BAEL 91[3]

II-2- Pré dimensionnement du plancher à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux dont l'épaisseur totale doit satisfaire la condition de la flèche suivante : C.B.A.93 [4] [B.6.8.2.4].

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L_x : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L_{max} = \min (; L_{ymax})$$

$$L_{max} = \min(3.70 ; 4.85)$$

$$L_{max} = 3.70 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} \quad \text{Donc} \quad h_t \geq 16.44$$

on admet que : **ht=20cm**

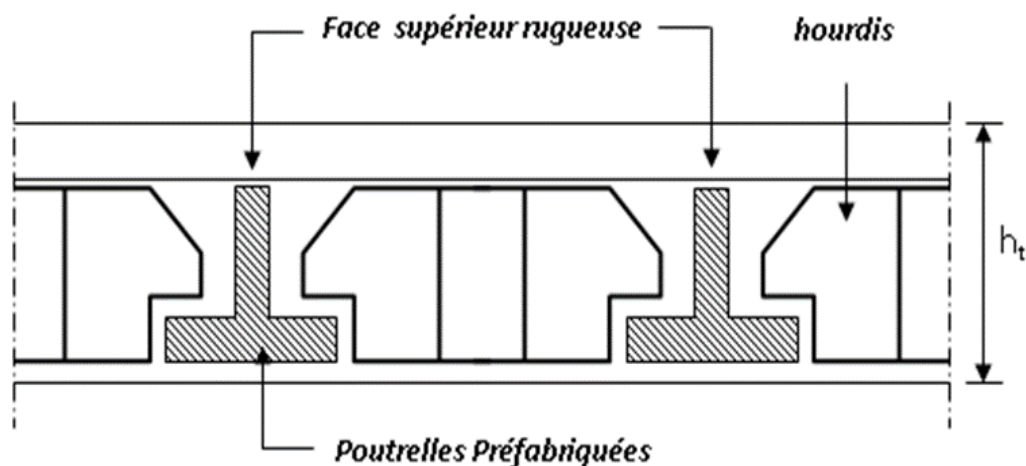


Figure II- 6: Coupe verticale du plancher à corps creux.

II-3 Pré-dimensionnement des escaliers

Sont une série de marches qui permettent le passage d'un niveau à un autre par rotation Verticale, qui consiste en béton armé coulant sur le site.

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, Composé de deux volées et un palier de repos dans la figure suivant :

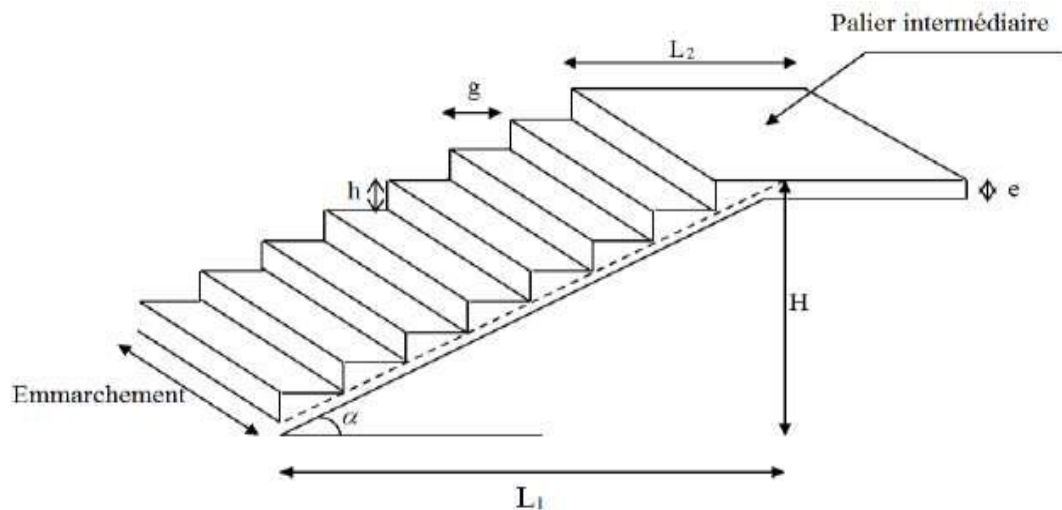


Figure II- 7: Schéma d'escalier.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes:

h_e : Hauteur 'étage.

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

g : largeur de la marche .

h : hauteur du contre marche.

e : épaisseur de palier.

ep : épaisseur de paillasse.

L_1 : la longueur de la paillasse pochetée.

L_2 : la longueur du palier intermédiaire.

n : nombre de contre marche.

Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de "BLONDEL" :

- **hauteur de marche :**

$14 \leq h \leq 18$, on prend: $h = 17$ cm

- **nombre des marches : (2 volées)**

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Pour une seule volée : } n = 9$$

$m = n - 1 = 8$ on aura 8 marches par chaque volée.

- **Largeur de marche :**

$24 \leq g \leq 32$ cm.

on prend : $g = 30$ cm.

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$2.h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots \text{cv}$$

- **La longueur de la volée :**

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **L'angle d'inclinaison :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = \operatorname{cotg} (0,637) = 32,50^\circ$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

Est calculée suivant la condition

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad L = \sqrt{(l^2 + H^2)} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

$$\frac{284,62}{30} \leq e \leq \frac{284,62}{20}$$

$$9,487 \text{ cm} \leq e \leq 14,231 \text{ cm}.$$

On adopte: $e=15 \text{ cm}$ (Pour les raisons de la vérification de la flèche).

II-4 Pré-dimensionnement de la poutre palière

C'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par :
Le CBA 93[3] et vérifié en considérant le RPA 99/version 2024[1].

➤ Selon le CBA 93[4]

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \end{cases} \rightarrow \{18.66 \leq h \leq 28.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } L=280 \text{ Alors : } h=35 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\begin{cases} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } b=30 \text{ cm}$$

$b \geq 25 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI

Exigences du RPA 2024  $h \geq 30 \text{ cm}$ et $h \setminus b \leq 4$

On prend : $h=35 \text{ cm}$. $b=30 \text{ cm}$.

➤ Selon le RPA99/ version 2024[1]

$$\begin{cases} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 35 \dots \dots \text{ cv} \\ b \geq 25 : \text{vérifier, } b = 30 \dots \dots \text{ cv} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ cv} \end{cases}$$

→ On choisie un section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 35$) cm^2 .

II-5 Pré-dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément situé sur le pourtour du plancher terrasse, fabriqué en béton armé. Il a pour fonction de protéger contre les infiltrations d'eau pluviale. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher, supportant son propre poids ainsi qu'une force horizontale.

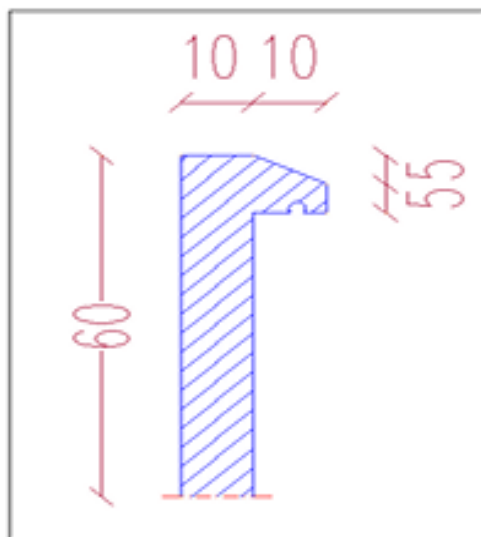


Figure II- 8: coupe d'acrotère.

Tableau II-1: Evaluation de charge de l'acrotère.

Désignation	h(m)	Surface (m)	Poids (KN /ml)		Poids propre totale G(KN/ml)	Surcharge D'exploitation Q(KN /ml)
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e=2cm)		
acrotère	0.6	0.069m ²	1.72	0.54	2.27	1

II-6 Pré-dimensionnement du balcon

Un balcon est une structure en porte-à-faux rattachée à un bâtiment et située en saillie par rapport à la façade. Il repose généralement sur une dalle en bétons armée, soutenue par des consoles ou intégrée dans la structure du plancher.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

a. Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e = 15 \text{ cm}$.

b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Dalle reposant sur deux appuis.

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis.

II-7 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire ($b \times h$), leur rôle est de transmettre les charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

a. Les poutres principales :

Selon le règlement B.A.E.L 91[3] mod 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le RPA 2024[1].

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \quad \text{Avec : } ht : \text{ hauteur de la poutre.}$$

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 4.85\text{m}$)

$$\begin{cases} \frac{485}{15} \leq ht \leq \frac{485}{10} \\ 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 32.33 \leq h \leq 48.5 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{cases}$$

On adopte : $h = 40 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 25\text{cm} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 40 > 30\text{ cm} \dots \dots \dots cv \\ 30 > 25\text{cm} \dots \dots \dots cv \\ 1 \leq \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots \dots cv \end{cases}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

b. Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, La longueur maximale est donnée Par :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases} \quad \text{Avec : } h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 3.70\text{m}$)

$$\begin{cases} \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 24.66 \leq h \leq 37 \\ 14 \leq b \leq 24.5 \end{cases}$$

On adopte : $h = 35 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 25\text{cm} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 35 > 30\text{ cm} \dots\dots\dots cv \\ 30 > 25\text{cm} \dots\dots\dots cv \\ 1 \leq \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots cv \end{cases}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

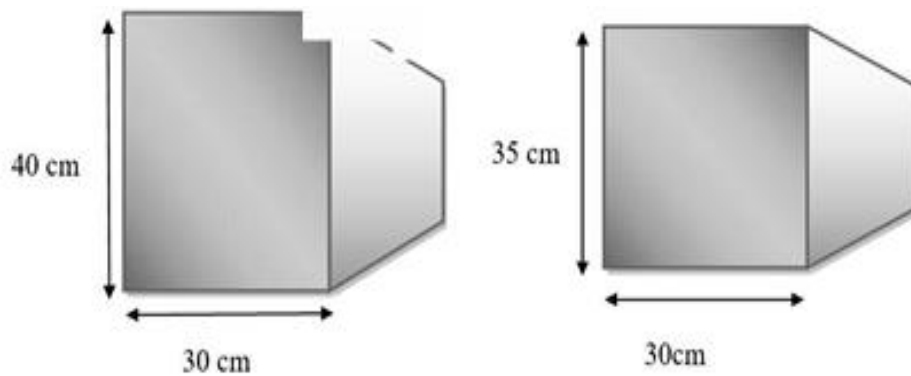


Figure II-4 : Poutre principale et secondaires.

II-8 Pré dimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leurs dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon RPA 99« version 2024» [1].

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Selon RPA99 version 2024[1] en (zone V) :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad (h, b) : \text{ dimension de la section et } H : \text{ hauteur d'étage.}$$

Vérification des conditions minimale :

- $\min(30, 40) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$
- $\min(30, 40) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 40\text{cm} > 15.3\text{cm} \dots\dots\dots CV$

- $\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots CV$

Nous obtenons pour les poteaux (30 × 40) cm²

Tableau II-2 : section des poteaux préalable.

Étages	RDC	Étage courant
Section (b× h)	30×40	30×40

II-9 Pré dimensionnement les voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, 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.

$$\text{Selon RPA} \begin{cases} Lw \geq \max(\frac{h_e}{3}; 4b_0; 1m) \\ bw \geq \max(15cm; \frac{h_e}{20}) \end{cases}$$

- h_e : Hauteur libre d'étage.

- Lw : Longueur du voile.

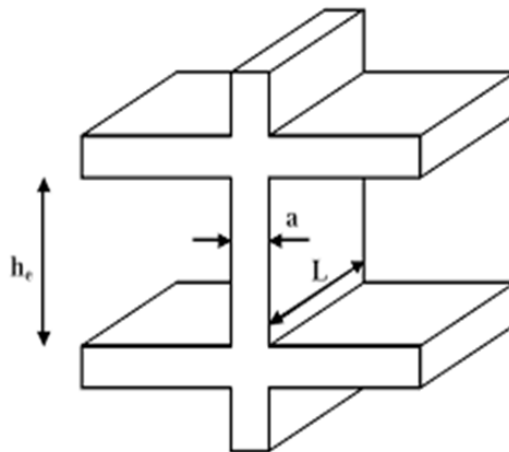


Figure II- 9: Coupe de voile en élévation.

➤ Pré dimensionnement des voiles :

$$bw \geq \max(15cm; \frac{h_e}{20})$$

Pour étage courant $h_e = (3.06 - 0.4) = 2,66m = 266 \text{ cm}$.

$$bw \geq \max(15; 13.3)$$

$$bw \geq 15$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **20cm**

➤ **Disposition des voiles :**

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion.

II-10 Evaluation des charges et surcharges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2 [2]

1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II-3 : Les charges sur le plancher de la terrasse inaccessible.

Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
Gravillon de protection	0.04	22	0.88
Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.20
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Par vapeur	0.04	2.4	0.096
Plancher Corps-creux	(0.16+0.05)	14	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale		6.36	
Surcharge d'exploitation		Q=1	

2. Plancher étage courant :

Tableau II-4 : Les charges sur le plancher d'étage courant. Les charges sur le plancher d'étage courant.

Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
Cloisons en brique	-	-	1
Revêtement en carrelage	0.02	0.2	0.4
Mortier dépose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher à corps creux	(0.16+0.05)	-	2.80
Enduit plâtre	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale			5.34
Surcharge d'exploitation			Q=1.5

3. Balcon :**Tableau II- 5 :** Charge permanente et d'exploitation de balcon.

Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.04	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Charge permanente totale			5.31
Surcharge d'exploitation			Q=3.5

4. Mur extérieur:

Tableau II- 6 : Charge permanente de cloisons extérieures.

Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Maçonnerie en brique creuse	0.10	9	0.9
Maçonnerie en brique creuse	0.15	9	1.35
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale			2.81

5. Mur intérieur :**Tableau II- 7 : Les charges du mur intérieur (10cm).**

Désignation	E(m)	γ (KN /m ³)	G(KN /m ²)
Maçonnerie en brique creuse	10	9	0.9
Enduit plâtre(2cotés)	2+2	10	0.4
Charge permanente totale			1.30

6. L'escalier :**Tableau II- 8 : Les charges sur la palier**

Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.20KN/m ² /cm	0.40
Mortier de pose	2	20KN/m ³	0.40
Lit de sable	2	18KN/m ³	0.36
Palier	18	25KN/m ³	4.5
Enduit de ciment	2	0.18KN/m ² /cm	0.36
Charge permanente totale			6.02
Surcharge d'exploitation			Q=2.5

7. La paillasse RDC + étage courant :**Tableau II-9 : Les charges sur la paillasse.**

Constituants	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m²)
Carrelage sur marches	2	0.20KN/m²/cm	0.40
Carrelage sur contre marches	2hg	0.20KN/m²/cm	0.226
Mortier de pose	0.02+0.02hg	20KN/m³	0.626
Lit de sable	2	0.18KN/m³	0.36
Paillasse et marches	$(\frac{0.18}{\cos 32.50}) + (\frac{0.17}{2})$ =0.297	25KN/m³	7.443
Enduit en ciment	$\frac{2}{\cos 32.50} = 2.36$	0.18KN/m²/cm	0.425
Garde-corps	-	-	0.10
Charge permanente totale			9.579
Surcharge d'exploitation			Q=2.5

8. Voile :**Tableau II-10 : Charge permanents des voiles**

N°	éléments	Epaisseur (cm)	Charge unitaire	G(KN/m²)
1	Béton armé	0.25	25	6.25
2	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
3	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
Charge permanente totale				6.89

II-11 Descente de charge

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations

Loi de dégression des charges : (DTR B.C.2.2) [2]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Terrasse Q_0

Dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Etage 2 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 3 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 4 $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage $n (n \geq 5)$ $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

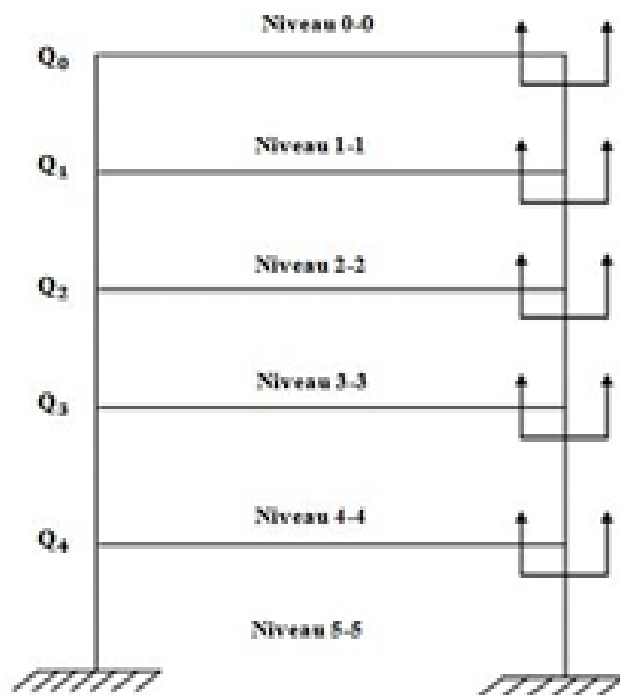
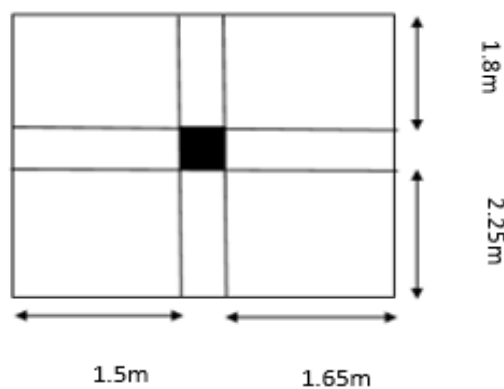


Figure II- 10: Schéma statique de la descente de charge.

Tableau II- 11 : L'application de la loi de dégression pour les charges différentes

Niveau des Planchers	Surcharge (KN/m ²)	Σ sur charges différentes	Σ Surcharge (KN/m ²)
4	$Q_0=1$	$\Sigma_0=Q_0$	1
3	$Q_1=1.5$	$\Sigma_1=Q_0+ Q_1$	2.5
2	$Q_2=1.5$	$\Sigma_2=Q_0+ 0.95 (Q_1+ Q_2)$	3.85
1	$Q_3=1.5$	$\Sigma_3=Q_0+0.9 (Q_1+ Q_2+Q_3)$	5.05
RDC	$Q_4=1.5$	$\Sigma_4=Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10

Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire):

**Figure II- 6 : Charges afférentes pour le poteau intermédiaire.**

➤ **La surface afférente :**

$$S = [(2.25 \times 1.65) + (2.25 \times 1.5) + (1.8 \times 1.65) + (1.8 \times 1.5)] = 12.76m^2$$

➤ **La charge permanente :**

• **Les poteaux :**

✓ **Le poteau RDC et le poteau D'étage :**

$$G_{pot} = S \times 25 \times h_e = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 9.18KN$$

• **Les poutres :**

$$G_{PP} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 4.05 \times 25 = 12.15KN$$

$$G_{PS} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 3.15 \times 25 = 8.268KN$$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = S \times 6.36 = 12.76 \times 6.36 = 81.154 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$G = S \times 5.34 = 12.76 \times 5.01 = 63.928 \text{ KN}$$

- **Mur intérieur (dans RDC et l'étage 1 à 4) :**

$$[(3.06-0.30)(1.5+1.65) + (3.06-0.4)(2.25+1.8)] \times 1.3 = 25.307 \text{ KN}$$

Tableau II- 12 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire)

Niveau	élément	G(KN)	Q(KN)
0	Poutre principale	12.76	12.76
	Poutre secondaire	8.268	
	Plancher terrasse	81.154	
	Totale	102.182	
1	Revenant 0	102.182	31.9
	Poteau d'étage	9.18	
	Poutre principale	12.76	
	Poutre secondaire	8.268	
	Plancher étage courant	63.982	
	Mur intérieur étage	25.307	
	Totale	221.679	
2	Revenant 1	221.679	49.126
	Poteau d'étage	9.18	
	Poutre principale	12.76	
	Poutre secondaire	8.268	
	Plancher étage courant	63.982	
	Mur intérieur étage	25.307	
	Totale	341.212	
3	Revenant 2	341.212	

	Poteau d'étage	9.18	64.438
	Poutre principale	12.76	
	Poutre secondaire	8.268	
	Plancher étage courant	63.982	
	Mur intérieur étage	25.307	
	Totale	460.709	
4	Revenant 3	564.861	77.836
	Poteau d'étage	9.18	
	Poutre principale	15.356	
	Poutre secondaire	13.2	
	Plancher étage courant	82.487	
	Mur intérieur étage	27.775	
	Totale	712.859	

• **Vérification de la section de poteau : (BAEL 91[3] b.8.4, 1)**

Selon l'article **B.8.4.1** le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante [3]:

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\theta\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = [(1.35 \times 712.859) + (1.5 \times 77.836)] = 1079.113 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 712.859 + 77.836 = 790.695 \text{ KN}$$

En béton armé, les charges verticales agissant sur les poteaux doivent être augmentées par rapport aux calculs de descentes de charges effectués de :

- **15%** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, (On Multiplie par 1.15).
- **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments Comportant au moins trois travées. (On multiplie par 1.1).

Donc : pour le cas de notre bâtiment ont la charge ultime **N_u** multiplie par 1.1

$$N_u = 1.1 \times (1079.113) = 1187.024 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1.1 \times 790.695 = 869.764 \text{ KN}$$

- **Vérification à la compression simple:**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

Avec : B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1187.024 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} \rightarrow B \geq 0.079$$

On a : **B = (b × h) → B = (0.3 × 0.4) → B = 0.12 m²**

$$B = 0.12 \text{ m}^2 > 0.079 \text{ m}^2$$

- **Vérification au flambement:**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.12 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.12}} = 0.115 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.115} = 18.626 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.626}{35} \right)^2} = 0.804$$

D'après BAEL91[3] on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)} \rightarrow B_r \geq \frac{1187.024 \times 10^{-3}}{0.804 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{9.6 \times 400}{1000 \times 1.15} \right)}$$

$$B_r = 0.0675 \text{ m}^2$$

As = 0.8% x Br..... Zone II

I As = 0.9% x Br Zone III

As = 1% x Br Zone IV, V et VI

Nous avons :

$$B_r = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2 = 0.1064 \text{ m}^2$$

$0.1064m^2 > 0.0675m^2$ Donc : le poteau ne risque pas de flamber.

II-12 Conclusion

Après que nous ayons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous ayons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons opté pour les sections suivantes :

- Les poutres
 - Poutre principale : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Les poteaux : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Les voiles d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$.
- Balcon : $e = 15 \text{ cm}$.
- Les escaliers :
 - L'épaisseur de palier : $e = 15 \text{ cm}$.
 - L'épaisseur de palasse : $e = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE III

Étude des éléments secondaires

III-1 Introduction

Dans une structure on distingue deux types d'éléments :
Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon.
Leur calcul se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.
Le calcul de ces éléments s'effectue suivant les règlements (BAEL 91 modifié 99[3], RPA 99 version 2003 [1], et CBA93) [2]).

III-2 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1mlinéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1 m linéaire.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

III-2-1 Détermination de la charge due au séisme

D'après le **RPA99V2024** article (6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot (1 + 3 \cdot h_z / H) \cdot W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 3.2 du RPA2024.

Pour la zone V, et le groupe d'usage 2 : **A = 0.25**.

I : Coefficient d'importance obtenu dans le Tableau (3.10) : **I = 1**

S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)) **S=1.3**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 dans le tableau (6.1)

Pour les éléments en consol : **C_p=0.8**

W_p : Poids de l'élément considéré **W_p = G = 2.38KN/ml**

h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base $h_z = 0.6m$

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base $H = 15.90m$

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + 3.h_z / H).W_p$$

$$F_{pk} = 0.68 \text{ KN/ml}$$

Il faut : $F_{pk} \leq 1.5Q$ $F_{pk} = 0.68 \text{ KN/ml} \leq 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots CV$

III-2-2 Calcul de sollicitations [5]

-Etat limite ultime :

- Calcul de l'effort normal :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.27 = 3.06 \text{ KN}$$

- Calcul des moments fléchissant

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

-Etat limite service :

- Calcul de l'effort normal :

$$N_s = G = 2.27 \text{ KN}$$

- Calcul des moments fléchissant

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

III-2-3 Ferrailage et vérifications [5]

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

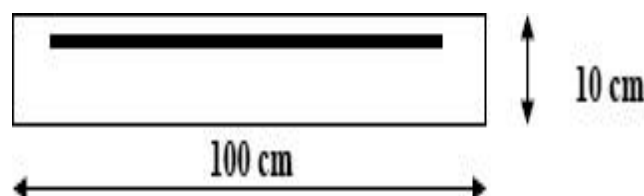


Figure III-1 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

Les dimensions de section :

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm} \end{cases}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

- **Calcul de l'excentricité :**

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91 [3], en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des Contraintes.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second Ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.06} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4} (2 + \alpha \emptyset)$$

- **Calcul l'élancement :**

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec : } I = \frac{bh^3}{12}; B = b \times h; i = 0.029 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.029} = 41.38$$

$$\lambda_{max} \leq \max(50, [67 \times \frac{e_0}{h}, 100])$$

$$\lambda_{max} \leq 100 \rightarrow \lambda = 41.38 < 100.$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10 \left(\frac{1 - M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times 2 = 0.0086 \text{ m}$$

$$e_a > \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.29 + 0.02 = 0.31 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.31 + 0.0086$$

$$e = 0.419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15, \frac{20 e_1}{h} \right) = \max \left(15, \frac{20 \times 0.41}{10} \right) = \max(15, 82) = 82 \rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en intro de l'issant l'excentricité totale :

La sollicitation corrigée.

$$N_u' = 3.06 \text{ KN}$$

$$M_u' = N_u' \times (e_1 + e_2)$$

$$M_u' = 3.06 \times (0.41 + 0.0086) = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u' + N_u' \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1.28 + 3.06 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 1.40 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

A. 1^{ère}étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 100 = 90 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{1.40 \times 10^6}{1000 \times (90)^2 \times 14.17} = 0.012 < 0.186 (\text{pivot A}).$$

$$\mu < 0.186 \rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\alpha = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.089 \text{ m.}$$

$$\varepsilon = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.40 \times 10^6}{0.089 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

B. 2ème étape: Retour à la section réelle:

La section des armatures tendues dont la section réelle est A_u .

$$A_u = 0.45 \times 10^2 - \frac{3.06 \times 10^3}{348} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2.27 \text{ KN}$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.27} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}.$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} = 1.6 \text{ cm}.$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{\frac{ser}{A}} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 2.27 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$\rightarrow M_{ser/A} = 0.69 \text{ KN.m/ml}.$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

➤ La contrainte d'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91 [3] Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.} \\ f_e = 400 \text{ Mpa.} \\ \eta = 1.6. \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

Donc : $\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$.

$$X = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}.$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.074 \text{ m}.$$

$$M_1 = \frac{1}{2}(b X \overline{\sigma}_{bc} Z) = \frac{1}{2}(1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}.$$

$$M_{ser/A} = 0.67 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml}.$$

$M_{ser/A} < M_1 \rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC).

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.6 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} = 0.40 \times 10^{-4} - \frac{0.227 \times 10^{-2}}{201.63} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{100}; A_{min} \right\} \rightarrow A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{100}; \frac{0.23 \times 100 \times 9 \times 2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max\{1; 1.09\} = 1.09 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A > \max(A_{ser}; A_s; A_{min})$

On adopte : **A = 4HA8 = 2.01 cm²**, avec un espacement de 25 cm.

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA8=1.50 cm²** avec un espacement de 25 cm.

➤ **Vérification au cisaillement :**

on doit vérifier $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$v_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0.017 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée .

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

III-2-4 Schéma du ferrailage

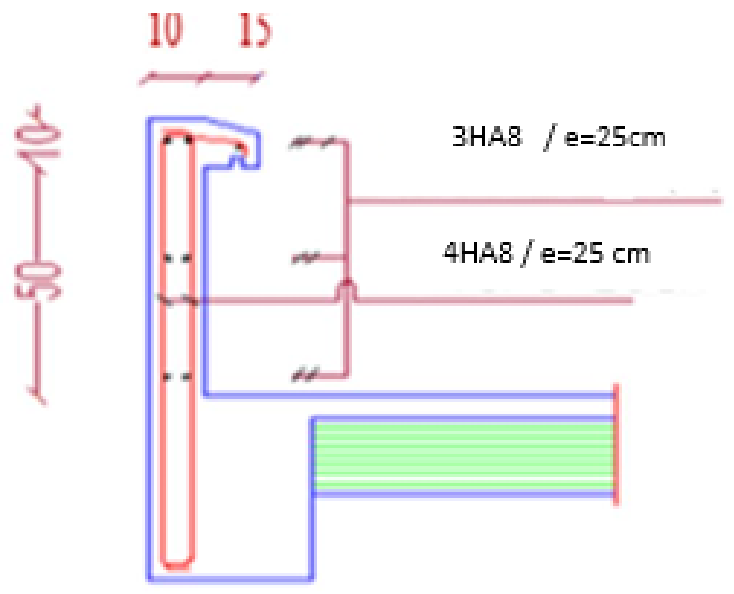


Figure III- 2 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III-3 Les escaliers

III-3-1 L'étude de la première partie d'escaliers de RDC

III-3-1-1 Schéma statique

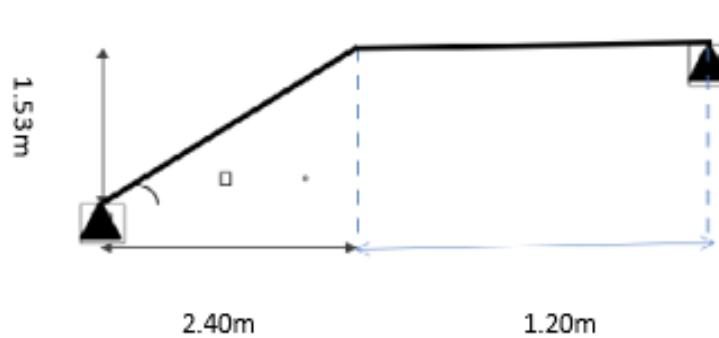


Figure III- 3: schéma des escaliers RDC.

III-3-1-2 Evaluation des charges et des surcharges

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de volée et palier ont été calculées dans le chapitre 2 :

- Volée (palliasse) :

$$\begin{cases} G = 9.579 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Palier :**

$$\begin{cases} G = 6.02 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Pour les murs extérieurs :**

$$P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}}(H-e) = 2.81(1.53-0.15) = 3.88 \text{ KN/m}^2$$

III-3-1-1 Combinaisons des charges

Le calcul pour une bande de 1m de largeur.

- **Volée :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.579 + 1.5 \times 2.5 = 16.68 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 9.579 + 2.5 = 12.079 \text{ KN/ml.}$$

- **Palier :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5 = 11.87 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 6.02 + 2.5 = 8.52 \text{ KN/ml.}$$

III-3-1-4 Calcul des sollicitations à l'ELU

➤ **Calcul des réactions d'appuis (Paillasse) :**

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux

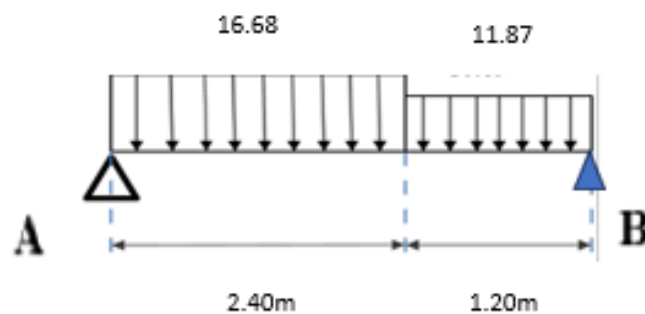


Figure III- 4 : La charge équivalente ELU.

ELU:

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.6 \times R_B - 11.87 \times 1.2 \left(\frac{1.2}{2} + 2.4 \right) - 16.68 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 25.21 \text{ KN.}$$

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = (16.68 \times 2.40) + (11.87 \times 1.20) = 54.276 \text{ KN}$$

$$R_A = 29.06 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des charges différentes

ELU :

Coupe A-A' Pour: $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \rightarrow T(x) = -16.68x + 29.06$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(x) = 29.06 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \rightarrow T(x) = -10.97 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow M(x) = -16.68 \times \frac{x^2}{2} + 29.06x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \rightarrow M(x) = 21.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Coupe B-B' Pour: $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \rightarrow T(x) = 11.87x - 25.21$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(x) = 25.21 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \rightarrow T(x) = -10.97 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow M(x) = 25.21x - 11.87 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 & \rightarrow M(x) = 23.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{max} = 23.13 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 29.06 \text{ KN.} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

$$T = -16.68x + 29.06 \rightarrow X = \frac{29.06}{16.68} = 1.74 \text{ m}$$

$$M(x) = -16.68 \times \frac{x^2}{2} + 29.06x$$

$$\rightarrow M_{\max} = 25.31 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 23.13 \rightarrow M_t = 19.66 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_{\max} = 0.5 \times 23.13 \rightarrow M_a = 11.57 \text{ KN.m}$$

III-3-1-5 Calcul des sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des réactions d'appuis (Paillasse) :**

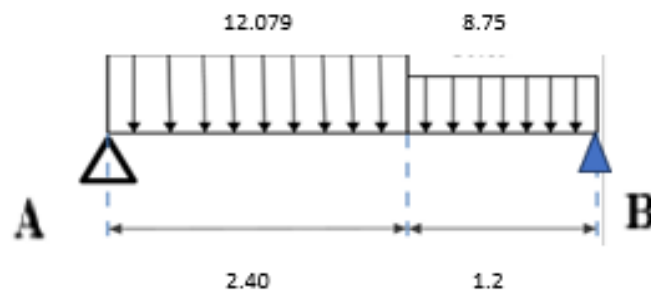


Figure III- 5 : la charge équivalente ELS.

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.6 \times R_B - 8.52 \times 1.2 \left(\frac{1.2}{2} + 2.4 \right) - 12.079 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 18.18 \text{ KN.}$$

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = (12.079 \times 2.40) + (8.52 \times 1.20) = 39.214 \text{ KN}$$

$$R_A = 21.034 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :**

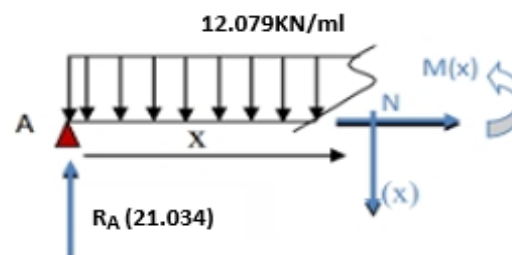
Coupe A-A' Pour: $0 \leq x \leq 2.4$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \rightarrow T(x) = 21.034 - 12.079x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(x) = 21.034 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \rightarrow T(x) = -7.96 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :



$$\sum \mathbf{M}_{/A} = 0 \rightarrow M(x) = 21.034x - 12.079 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 15.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Coupe B-B' Pour : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum \mathbf{F}_V = 0 \rightarrow T(x) = -18.18 + 8.52x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = -18.18 \text{ KN} \\ x = 2.4 \rightarrow T(x) = -7.96 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\sum \mathbf{M}_{/A} = 0 \rightarrow M(x) = 18.18 - 8.52 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 15.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\max} = 15.69 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 21.034 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

$$T = 21.034 - 12.079x \rightarrow x = \frac{21.034}{12.079} = 1.74 \text{ m}$$

$$M(x) = 21.034x - 12.079 \times \frac{x^2}{2} \rightarrow \mathbf{M_{\max} = 18.31 \text{ KN.m}}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 15.69 \rightarrow M_t = 13.33 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_{\max} = 0.5 \times 15.69 \rightarrow M_a = 7.84 \text{ KN.m}$$

III-3-2 Le ferrailage à l'ELU

Le calcul se fait pour une bande de 1m (voir figure ci-après) :

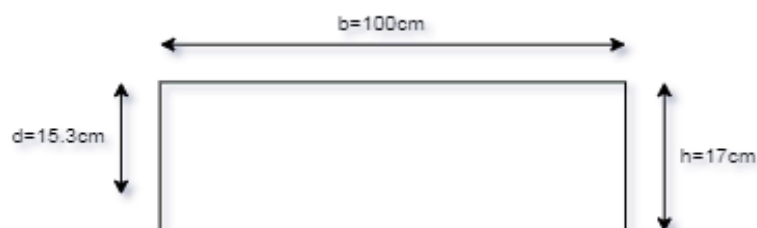


Figure III- 6 : Section de calcul d'escalier.

➤ **Ferraillage en appuis :**

$$h = 17 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 15.3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{11.57 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.034$$

$$\mu_b = 0.034 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire } A' = 0$$

$$0.034 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.043.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 15.037 \text{ cm} = 150.37 \text{ mm}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{11.57 \times 10^6}{150.37 \times 348} = 221.102 \text{ mm}^2. \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 2.21 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 153 \times 2.1}{400} = 184.74 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = 1.84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } 3\text{HA}10 \rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{sad}}{4} = \frac{2.36}{4} \rightarrow A_r \geq 0.59 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espacement :****-Armature longitudinal :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{cv.}$$

-Armature transversale :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \text{cv.}$$

Tableau III- 5: ferraillage à l'ELU d'appuis.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	$A_{s(\text{calculé})}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
11.57	0.034	0.043	150.37	2.21	1.84	3HA10=2.36	25

➤ **Ferraillage en travée :**

$$M_t = 19.66 \text{ KN.m}$$

-calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{19.66 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.06 \leq \mu = 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu = 0.06 \leq \mu = 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 14.8 \text{ cm} = 148.104 \text{ mm.}$$

$$A_{s(\text{calculé})} = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.66 \times 10^6}{148.104 \times 348} = 381.44 \text{ mm}^2 = 4 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{smin} = 184.75 \text{ mm}^2 = 1.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} \rightarrow A_s = \max\{4; 1.84\} = 4 \text{ cm}^2.$$

On prend :

$$A_{sad} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{sad}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espacement :**

-Armature longitudinal :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \text{cv.}$$

-Armature transversal :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \text{cv.}$$

Tableau III- 6: ferrailage à l'ELU de travée.

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	$A_{s(calculé)}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$
19.66	0.06	0.08	148.104	4	1.84	4HA12=4.52	25

➤ **Vérification à l'effort tranchant à ELU :**

Selon le BAEL91 modifié99

$$T_{max}=29.06$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{29.06 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.19 \text{ Mpa} .$$

Donc :

$$\tau_u = 0.19 \leq \overline{\tau_u} = 3.3 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III-3-3 Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

➤ **En travée :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 (\text{d'après le BAEL}) \\ A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \\ d = 15.3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé

I : moment d'inertie

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 4.02(15.3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 60.3y - 922.59 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 188154.09 \rightarrow y = 3.73 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.73^3 + 15 \times 4.02(15.3 - 3.73)^2$$

$$I = 9801.893 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.33 \times 10^6}{9801.8930 \times 10^4} \times 37.3$$

$$\sigma_{bc} = 5.07 \text{ Mpa.}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 5.07 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Tableau III- 7 : vérification des contraintes à l'ELS de travée.

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
13.33	4.02	3.73	9801.893	5.07	cv

➤ **En appuis :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2}100y^2 - 15 \times 2.36 \times (15.3 - y) = 0$$

$$\rightarrow 50y^2 + 35.4y - 541.62 = 0$$

$$\Delta = 109577.16$$

On prend : $y = 2.96 \text{ cm.}$

• **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 2.96^3 + 15 \times 2.36(15.3 - 2.96)^2$$

$$I = 6255.03 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.84 \times 10^6}{62550300} \times 29.6$$

$$\sigma_{bc} = 3.71 \text{ Mpa} .$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.71 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv} .$$

Il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression.

Tableau III- 8 : Vérification des contraintes à l'ELS d'appuis.

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
7.84	2.36	2.96	6255.03	3.71	cv

III-3-4 Vérification de la flèche à ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.17}{3.7} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots c. n. v . \\ \frac{2.36}{100 \times 15.3} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \dots cv . \\ \frac{0.17}{3.7} = 0.04 \geq \frac{13.33}{10 \times 18.31} = 0.072 \dots \dots \dots c. n. v \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche : Il faut que

La vérification de la flèche est nécessaire

D'après le BAEL 91 la flèche totale est : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad si : L < 5m . \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad si : L > 5m . \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_s L^2}{10 E_i \times I_{si}} \dots \dots \dots (1) \\ \delta_v = \frac{M_s L^2}{10 E_i \times I_{sv}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) ...Flèche due aux charges instantanées.

(2) ...Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas L= 5.6 m le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 4.02 \times \left(\frac{17}{2} - 15.3 \right)^2$$

$$I = 43729.94 cm^4 .$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4.02}{100 \times 15.3} = 0.0026.$$

$$Y = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{100 \cdot \frac{17^2}{2} + 15 \times 4.02 \times 15.3}{100 \times 17 + 15 \times 4.02} = 8.73 \text{ cm}.$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 15.3 - \frac{8.73}{3} = 12.39 \text{ cm}.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} = \frac{15.69 \times 10^6}{402 \times 123.9} = 315.01 \text{ Mpa}.$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 315.01 + 2.1}$$

$$\mu = 0.68$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0026 \times \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 8.08 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0026 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 3.23 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times 43729.94}{1 + 8.08 \times 0.368} = 12106.12 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 43729.94}{1 + 3.23 \times 0.368} = 21978.46 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa} . \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10721.4 \text{ Mpa} . \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{15.69 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 32164.195 \times 12106.12} = 5.51 \text{ mm} = 0.55 \text{ cm} . \\ \delta_v = \frac{15.69 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10721.4 \times 21978.46} = 9.11 \text{ mm} = 0.9 \text{ cm} . \end{cases}$$

$$\Delta_{\delta T} = \delta_v - \delta_i = 0.9 - 0.55 = 0.35 \text{ cm} < \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III-3-5 Schéma du ferrailage

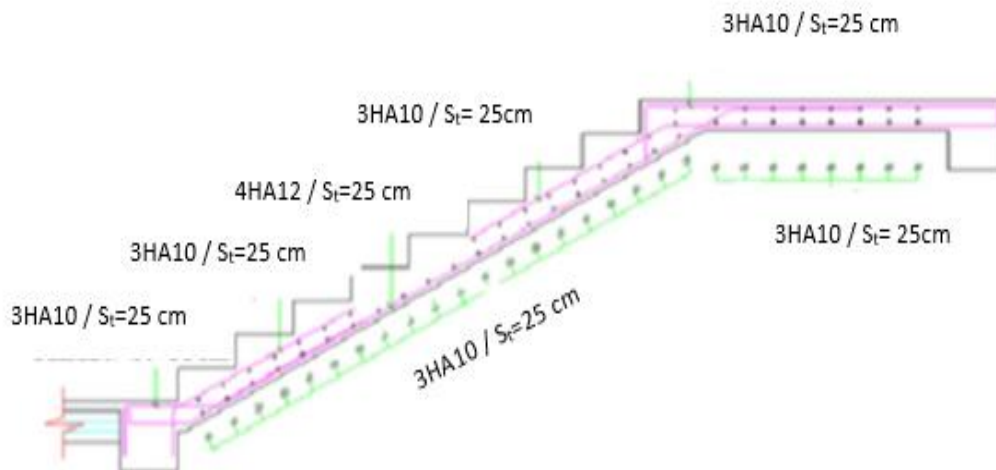


Figure III- 7 : Schéma du ferrailage des escaliers (étage courant).

III-4 Poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

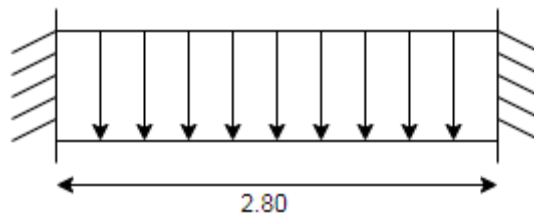


Figure III- 8: Evaluation des charges.

III-4-1 Evaluation des charges

La poids propre de la poutre palière :

$$G_p = (0.3 \times 0.35 \times 25) = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

Poids propre de la poutre mur :

$$G_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times h_{\text{mur}} = 2.81 \times 1.18 = 3.32 \text{ KN/m}$$

La réaction de l'escalier sur la poutre :

à ELU : $R_A = 29.06 \text{ KN.}$

à ELS : $R_A = 21.03 \text{ KN.}$

Calcul des sollicitations :

les moments fléchissant et les efforts tranchant :

ELU :

$$q_u = 1.35(GP + G_{mur}) + R_A \rightarrow q_u = 37.085 \text{ KN/m.}$$

En travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 12.11 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = 24.23 \text{ KN.m}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l}{2} = 51.92 \text{ KN}$$

ELS :

$$q_s = G_p + G_{mur} + R_A \rightarrow q_s = 35.005 \text{ KN}$$

En travée :

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 11.43 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = 22.87 \text{ KN}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l}{2} = 49.007 \text{ KN}$$

III-4-2 Calcul de ferrailage

- **Calcul le ferrailage sous sollicitations de flexion simple :**

La section de calcul de la poutre est comme suit :

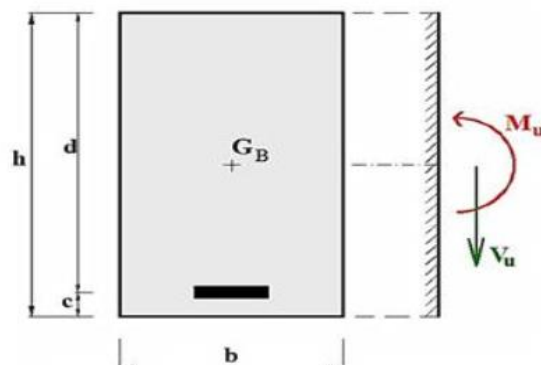


Figure III-9 : La section de calcul de la poutre en flexion simple.

Avec :

$$h=35\text{cm} \quad b=30\text{cm} \quad d=0.9h=31.5\text{cm}$$

❖ Ferrailage en travée :

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{12.11 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.0086$$

$$\mu = 0.0086 < 0.393$$

Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A'_s).

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.01) = 0.99$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 313.9164 \text{ mm}$$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.11 \times 10^6}{0.99 \times 315 \times 348} = 111.58 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 1.12 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_{cal} = 1.12 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2)$

- Armature principale :

On adopte : **3HA12** soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Ferrailage en appuis :

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{24.23 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.17} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 < 0.393$$

Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A'_s).

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.021$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.021) = 0.99$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 312.354 \text{ mm}$$

La section fictive de l'acier tendue

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24.23 \times 10^6}{0.99 \times 315 \times 348} = 223.27 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 2.23 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_{cal} = 2.23 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2)$

- **Armature principale :**

On adopte : **3HA12** soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

• **Vérification à l'effort tranchant à ELU :**

$$T_{\max} = 51.92$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Donc :

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{51.92 \times 10^3}{1000 \times 315} = 0.16 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Espacement :**

- **Armature longitudinal :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(28.35\text{cm}; 40\text{cm}) = 28.35\text{cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Cv}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15(0.16 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.67\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(-0.67; 0.45) = 0.45\text{cm}^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_t = 11.43\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 3.39\text{cm}^2 \quad M_{ser} = 11.43\text{KN.m}$$

$$\frac{1}{2} \times b y^2 + \eta (d - y) A_s - \eta (d - y) A_s = 0$$

$$\eta A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15(31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$\frac{30y^2}{2} - 15 \times (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85y - 1601.78 = 0$$

$$\text{Donc : } Y = 8.78\text{cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d-y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.78^3}{3} + 15 \times 629 (31.5 - 8.78)^2$$

$$I = 33019.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.43 \times 10^6 \times 87.80}{33019.79 \times 10^4} = 3.04 \text{ MPa.}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 3.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

En appuis :

$$M_{as} = 22.87 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad M_{Ser} = 22.87 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1}{2} \times by^2 + \eta (d-y) A_s - \eta (d-y) A_s = 0$$

$$\eta A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$\frac{30y^2}{2} - 15 \times (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85y - 1601.78 = 0$$

$$\text{Donc : } Y = 8.78 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d-y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.78^3}{3} + 15 \times 3.39 (31.5 - 8.78)^2$$

$$I = 33019.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.87 \times 10^6 \times 87.80}{33019.79 \times 10^4} = 6.08 \text{ MPa.}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 3.04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1)):

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{35.005 \times 2.8^2}{8} = 34.31 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} \frac{0.4}{2.8} = 0.143 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots cv. \\ \frac{0.35}{2.8} = 0.125 \geq \frac{11.43}{10 \times 34.31} = 0.033 \dots\dots\dots cv. \\ \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots cv. \end{cases}$$

Donc : pas de risque de la flèche .

• **La poutre palière a la torsion :**

- **Armatures longitudinales :**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \frac{\phi}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

$$\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_0 = 10.29 \text{ KN.m.} \\ M_t = M_a \cdot \frac{l}{2} = 10.29 \times \frac{3.25}{2} = 16.73 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

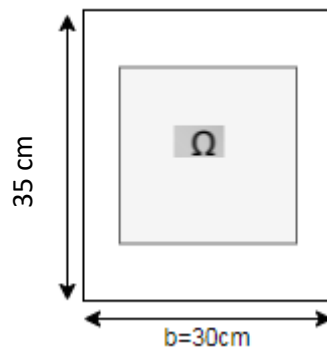


Figure III-10 : Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega=(b-e)(h-e)$.

e : Épaisseur de la paroi avec ($e=\frac{\phi}{6}$).

$\phi=\min(b,h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$\phi=\min(30,35) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm}$.

$e=5\text{cm}$

$\Omega=(30-5)(40-5)=750 \text{ cm}^2$.

U : périmètre $U=2[(b-e)+(h-e)]=2[(30-5)+(35-5)] = 110 \text{ cm}$.

$$A_{tor} = \frac{16.73 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 352.72 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 3.53 \text{ cm}^2.$$

- **Armature transversal :**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times s_t}{2\Omega f_e} = \frac{16.73 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 41.825 \text{ mm}^2.$$

$$A_{tor} = 0.4 \text{ cm}^2.$$

- **Contrainte de cisaillement a la torsion :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2\Omega e}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{16.73 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50}$$

$$\tau_{torsion} = 2.23 \text{ Mpa}.$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{torsion} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_{totale}^{torsion} = \sqrt{(\tau^{flexion})^2 + (\tau^{torsion})^2} = \sqrt{(0.16)^2 + (2.23)^2}$$

$$\tau_{totale}^{torsion} = 2.23 \text{ Mpa}.$$

-Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ Mpa}.$$

$$\tau^{torsion} = 2.23 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv}.$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Ferraillage globale :**

En travée :

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 1.12 + \frac{3.53}{2} = 2.89 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : $A_t=3\text{HA}12=3.39\text{cm}^2$

En appuis :

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 2.23 + \frac{3.53}{2} = 3.94 \text{ cm}^2.$$

Donc On adopte : $A_t=3\text{HA}14=4.62 \text{ cm}^2$

- **Armature transversal :**

Flexion :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.45 + 0.4 = 0.85 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : $2\text{HA}8=1.01 \text{ cm}^2$.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} = 3.53 \text{ cm}^2 > \left(51.92 + \frac{12.51 \times 10^6}{0.9 \times 360} \right) \times \frac{1.15}{400} = 111.16 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow 1.12 \text{ cm}^2 > 0.4 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}.$$

III-4-3 Schéma de ferrailage

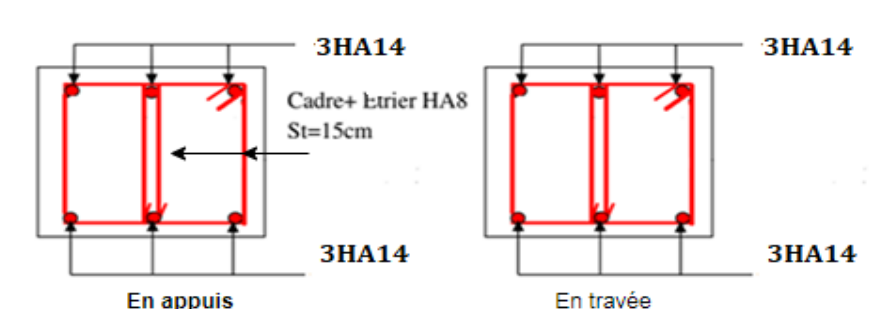


Figure III-11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-5 Balcon (dalle pleine)

Le balcon est assimilé à une encastree au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde – corps), et une charge d'exploitation Q. Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles sur trois appuis.

$$L_x = 1.425 \text{ m} \quad , \quad L_y = 3.70 \text{ m} \quad , \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.425}{3.70} = 0.39 < 0.4 ; \text{ donc : la dalle travaille selon seul sens (X-x).}$$

III-5-1 Evaluation des charges

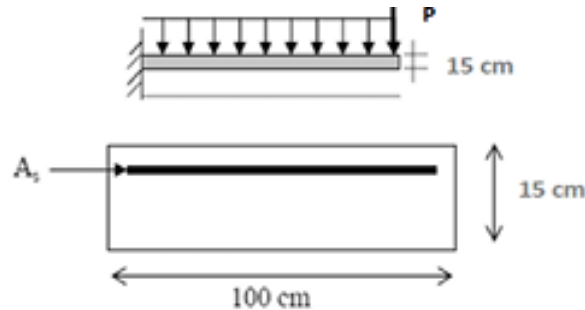


Figure III-12 : schéma du balcon.

$$\begin{cases} G = 5.31 \text{ KN/m}^2 . \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 . \\ g = 1 \text{ KN (garde corps) .} \end{cases}$$

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.42 \text{ KN/ml} .$$

$$p_u = 1.35g = 1.35 \text{ KN/ml} .$$

ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5.31 + 3.5) \times 1 = 8.81 \text{ KN/ml} .$$

$$p_s = g = 1 \text{ KN/ml} .$$

III-5-1-1 Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant

ELU:

-moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.425$

$$M_u = \frac{q_u x^2}{2} + p_u x = \frac{12.42 x^2}{2} + 1.35 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_u = 0 \text{ KN.m} . \\ x = 1.425 \rightarrow M_u = 14.53 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

- Effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.425$

$$T_u(x) = p_u + q_u x = 1.35 - 12.4x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_u = 1.35 \text{ KN} . \\ x = 1.425 \rightarrow T_u = 1.35 + 12.42 \times 1.425 = 19.05 \text{ KN} . \end{cases}$$

ELS :

-Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.10$

$$M_s = \frac{q_s x^2}{2} + p_s x = \frac{8.81x^2}{2} + p_s x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_s = 0 \text{ KN} . \\ x = 1.425 \rightarrow M_s = 10.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.425$

$$T_s(x) = p_s + q_s x = 1 + 8.81x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_s = 1 \text{ KN} . \\ x = 1.425 \rightarrow T_s = 13.55 \text{ KN} \end{cases}$$

III-5-2 Le ferrailage

$b=100 \text{ cm}$, $e=15 \text{ cm}$, $h=15 \text{ cm}$, $d=0.9h=13.5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

$f_{t28}= 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s=348$.

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{14.53 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.056$$

Calcul le moment ultime :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1[1 - (0.4\alpha_1)] .$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \text{ avec : } \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} .$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} \rightarrow \varepsilon_{sl} = 1.7 \text{ ‰} .$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.7} = 0.673$$

$\mu_1 = 0.8 \times 0.673 \times [1 - (0.4 \times 0.673)] = 0.056 < 0.392 \rightarrow$ L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A'_s = 0$).

$$\mu_1 = 0.056 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} .$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} .$$

$$\alpha = d(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) \rightarrow \alpha = 0.072 .$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.072) \rightarrow z = 13.11 \text{ cm} .$$

La section fictive de l'acier tendu :

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{14.53 \times 10^3}{13.11 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2 .$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

$$A_{smin} = \frac{0.23bd f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 .$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = \max\{3.18; 1.63\}$$

On adopte : $A_s = 3.18 \text{ cm}^2$.

Armature principale :

$$A_s = 3.18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{4HA12} (A_{sad} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}).$$

Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 .$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{3HA8} (A_{sad} = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2}).$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(45; 33) \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} .$$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \}$$

Donc : $\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{19.05 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.14 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{cv} .$$

- Vérification des contraintes a l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Détermination de position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot } A \\ \eta = 15 \\ A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(d - y)A'_s - \eta \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 4.52(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 915.3 = 0$$

$$Y = 3.65 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta(d - y)A'_s - \eta \times A_s(d - y)$$

$$I = \frac{100 \times 3.65^3}{3} + 15 \times 4.52(13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 7000.58 \text{ cm}^4.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.37 \times 10^6}{7000.58 \times 10^4} \times 36.5 = 5.41 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.41 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

Contrainte d'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 266.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{10.37 \times 10^6}{7000.58 \times 10^4} (135 - 36.5) = 218.86 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 218.86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.425} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv} . \\ \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv} . \\ \frac{0.15}{1.425} = 0.11 \geq \frac{14.53}{10 \times 14.53} = 0.01 \dots \text{cv} . \end{array} \right.$$

Les trois conditions de flèche vérifier

III-5-3 Schéma de ferrailage

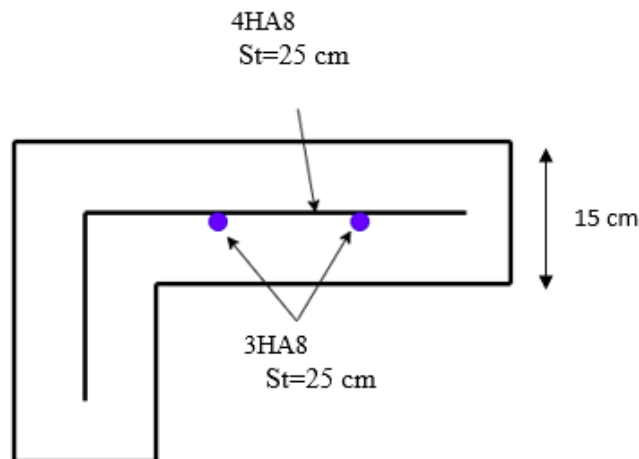


Figure III-13 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III-6 Les planchers

III-6-1 Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol, Il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé. et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

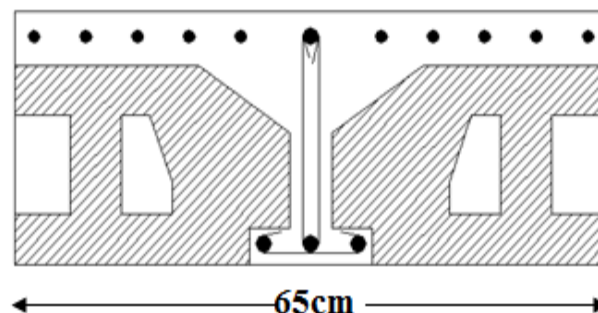


Figure III-14: plancher à corps creux

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.

- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- Dalle de compression
- Poutrelles
- Hourdis

III-6-2 La Réalisation du Plancher

Dans notre projet, les plancher terrasse et les plancher des étages courants (habitation) seront présentés sous forme de corps creux d'une hauteur de $H = 20\text{cm}$.

- 16cm pour la hauteur de l'hourdis.
- 4cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.
- La surcharge d'exploitation du plancher terrasse égale à 1KN/m^2 , car la terrasse est inaccessible.

III-6-3 Méthode de calcul

- Calcul des moments :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront par la méthode suivante :

III-6-3-1 Méthode forfaitaire

A. Condition d'application :

- 1- Il faut que le plancher soit a surcharge modérée : $Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$
- 2- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- 3 - les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1, 25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

- 4 - la fissuration est non préjudiciable.

Dans ce cas les conditions n'est pas vérifié on applique la méthode de Caquot.

B. Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :

- 1- il faut que le plancher soit a surcharge modérée :

$$1.5 \leq \max\{10.68\text{KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- 2- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes

travées en continuité.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{cst} \dots\dots\dots \text{CV}$$

3 - les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{3.70}{3.35} = 1.10 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq \frac{3.35}{3.25} = 1.03 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq \frac{3.25}{3.45} = 0.94 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.8 \leq \frac{3.45}{3.70} = 0.93 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$$

4 - la fissuration est peu nuisible.....CV

Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode « FORFAITAIRE » pour le calcul des poutrelles.

C. Exposée de la méthode :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{q}{(g + q)}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment Isostatique)
- M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite Respectivement dans la travée considérée.
 - M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée
 - $M = 0.2 M_0$ appui de rive
 - $M = 0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées
 - $M = 0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- $M = 0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une Poutre à plus de trois travées

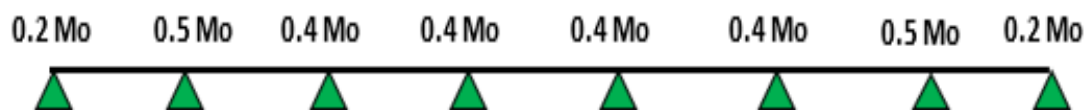


Figure III-15 : Les valeurs absolues des moments sur appuis

- Calcul des efforts tranchants :

$$T_g = \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d + M_g}{L} \right) ; \quad T_d = - \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d - M_g}{L} \right)$$

T_d : L'effort tranchant à droite de la travée.

T_g : L'effort tranchant à gauche de la travée.

III-6-4 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis).

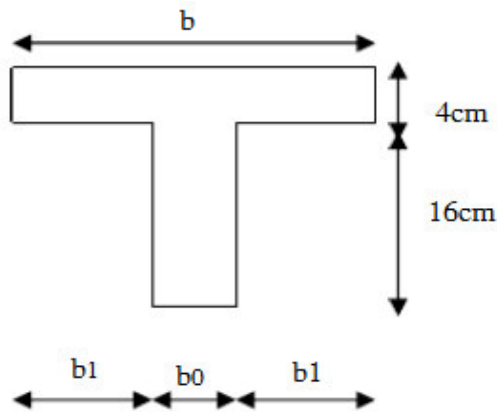


Figure III-16 : Schéma de la poutrelle

III-6-4-1 Type de poutrelle

Dans ces planchers on a 01 type de poutrelle qui est représentée dans le schéma ci-dessous

- Poutrelle reposant sur 6 appuis



Figure III-17 : Type de poutrelle

III-6-5 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure

Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.36 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = 0.65. G = 0.65 \times 6.36 = 4.134 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 0.65. Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

Plancher étage courant et RDC :

$$G_{\text{étage courant}} = 5.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 0.65. G = 0.65 \times 5.34 = 3.47 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 0.65. Q = 0.65 \times 1.5 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons d'action :**Plancher terrasse**

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35g + 1,5q = 6.56$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = g + q = 4.78$$

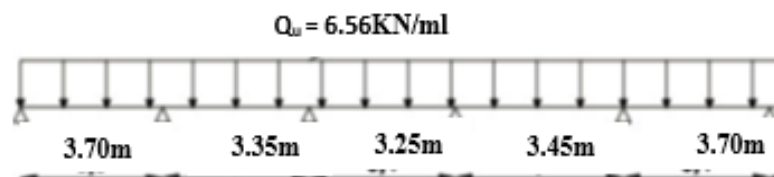
Plancher étage courant

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35g + 1,5q = 6.15$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = g + q = 4.45$$

Tableau III-5 : Les combinaisons d'action

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant et RDC
ELU	6.56	6.15
ELS	4.78	4.45

III-6-6 Calcul des sollicitations**III-6-6-1 Calcul du moment de poutrelle du plancher terrasse**➤ **ELU****Figure III-18 : schéma de la poutrelle.****A. Moment fléchissant :**

$$M_{0AB} = M_{0EF} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.56 \times 3.70^2}{8} = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.56 \times 3.35^2}{8} = 9.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.56 \times 3.25^2}{8} = 8.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = \frac{6.56 \times 3.45^2}{8} = 9.76 \text{ KN.m}$$

B. Moment sur appuis:

$$M_A = M_F = -0.2 \square M_{0AB} = 0.2 \square M_{0EF} = 0.2 \square 11.23 = -2.25 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = -0.5 \square \text{Max}(M_{0AB} ; M_{0DE}) = 0.5 \square 11.23 = -5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \square \text{Max}(M_{0BC} ; M_{0DE}) = 0.4 \square 9.76 = -3.90 \text{ KN.m}$$

C. Moment en travée :

$$\alpha = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1}{(6.56 + 1)} = 0.13$$

- Travée de rive : $M_{tAB} = M_{tEF}$

A-B: $\Rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} (1.05 M_{0AB} ; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}) + \frac{(M_w + M_e)}{2} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

A-B: $\Rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} (1.05(11.23); (1 + 0.3 \times 0.13)(11.23)) - \frac{(2.25 + 5.62)}{2} = 7.73 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.13) \times 11.23}{2} = 6.96 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\text{En prend } M_{tAB} = M_{tEF} = 7.73 \text{ KN.m}$$

- Travée intermédiaire : M_{tBC}

B-C: $\Rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} (1.05 M_{0AB} ; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}) + \frac{(M_w + M_e)}{2} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

B-C: $\Rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max} (1.05(9.20); (1 + 0.3 \times 0.13)9.20) - \frac{(5.62 + 3.90)}{2} = 4.79 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.13) \times 9.20}{2} = 4.77 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\text{En prend } M_{tBC} = 4.79 \text{ KN.m}$$

C-D: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05(8.66); (1 + 0.3 \times 0.13)(8.66)) - \frac{(3.90 + 3.90)}{2} = 5.09 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.13) \times 8.66}{2} = 4.50 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Donc :

En prend $M_{tCD} = 5.09 \text{KN.m}$

D-E: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05(9.76); (1 + 0.3 \times 0.13)(9.76)) - \frac{(3.90 + 5.62)}{2} = 5.38 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.13) \times 9.76}{2} = 5.07 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Donc :

En prend $M_{tDE} = 5.38 \text{KN}$.

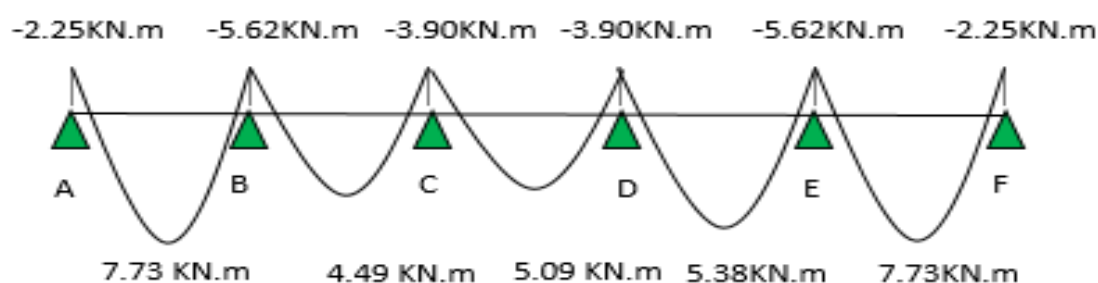


Figure III-19 : Diagramme des moments à l'ELU

III-6-6-2 Calcul des efforts tranchants de poutrelle du plancher terrasse

$$T_g = \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d + M_g}{L} \right) \quad ; \quad T_d = - \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d - M_g}{L} \right)$$

- Travée : A-B = E-F

$$T_{gAB} = T_{gEF} \quad ; \quad T_{dAB} = T_{dEF} \quad \Rightarrow \begin{cases} T_g = 12.14 \text{KN} \\ T_d = 10.99 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée: B-C

$$T_{gBC} ; T_{dBC} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 10.99 \text{KN} \\ T_d = 10.99 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée: C-D

$$T_{gCD} ; T_{dCD} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 10.99 \text{KN} \\ T_d = 10.66 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée : D-E

$$T_{gDE} ; T_{dDE} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 10.66 \text{KN} \\ T_d = 11.32 \text{KN} \end{cases}$$

- Travée : E-F

$$T_{g\ EF} ; T_{d\ EF} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 11.32\text{KN} \\ T_d = 12.14\text{KN} \end{cases}$$

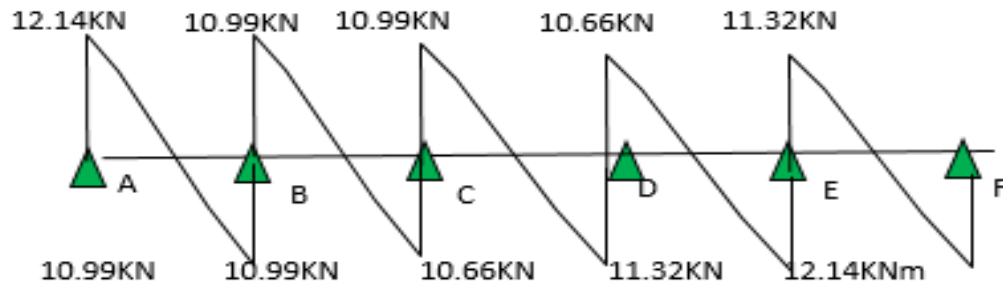


Figure III-20 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U

➤ ELS :

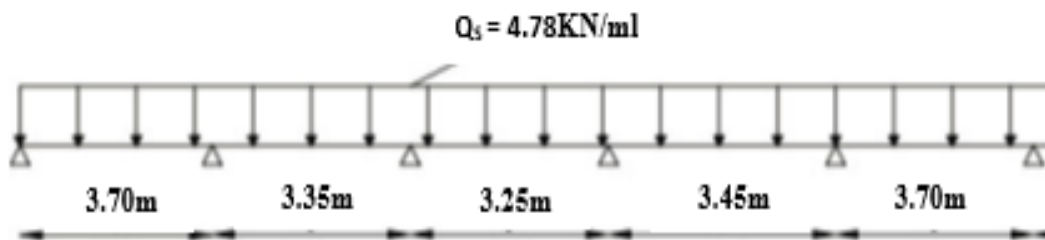


Figure III-21 : schéma de la poutrelle.

A. Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = M_{0EF} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = \frac{4.78 \times 3.70^2}{8} = 8.18\text{KN.m}$$

$$M_{0BC} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = \frac{4.78 \times 3.35^2}{8} = 6.71\text{KN.m}$$

$$M_{0CD} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = \frac{4.78 \times 3.25^2}{8} = 6.31\text{KN.m}$$

$$M_{0DE} \Rightarrow M_0 = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = \frac{4.78 \times 3.45^2}{8} = 7.11\text{KN.m}$$

B. Moment sur appuis:

$$M_A = M_F = -0.2 \times M_{0AB} = 0.2 \times M_{0EF} = 0.2 \times 8.18 = -1.64\text{KN.m}$$

$$M_B = M_E = -0.5 \times \text{Max}(M_{0AB} ; M_{0DE}) = 0.5 \times 8.18 = -4.09\text{KN.m}$$

$$M_C = M_D = -0.4 \times \text{Max}(M_{0BC} ; M_{0DE}) = 0.4 \times 7.11 = -2.84\text{KN.m}$$

C. Moment en travée :

$$\alpha = \frac{q}{(g + q)} = \frac{1}{(6.56 + 1)} = 0.13$$

- Travée de rive : $M_{tAB} = M_{tEF}$ A-B: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}) + \frac{(M_w + M_e)}{2} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

A-B: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05(8.18); (1 + 0.3 \times 0.13)(8.18)) - \frac{(1.64 + 4.09)}{2} = 5.63 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.13) \times 8.18}{2} = 5.06 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{En prend } M_{tAB} = M_{tEF} = 5.63 \text{ KN.m}$$

- Travée intermédiaire : M_{tBC} B-C: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}) + \frac{(M_w + M_e)}{2} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

B-C: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05(6.71); (1 + 0.3 \times 0.13)6.71) - \frac{(4.09 + 2.84)}{2} = 3.50 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.13) \times 6.71}{2} = 3.49 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{En prend } M_{tBC} = 3.50 \text{ KN.m}$$

C-D: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05(6.31); (1 + 0.3 \times 0.13)(6.31)) - \frac{(2.84 + 2.84)}{2} = 3.72 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.13) \times 6.31}{2} = 3.28 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{En prend } M_{tCD} = 3.72 \text{ KN.m}$$

D-E: $\Rightarrow$

$$\begin{cases} M_t \geq \text{Max} (1.05(7.11); (1 + 0.3 \times 0.13)(7.11)) - \frac{(2.84 + 4.09)}{2} = 3.92 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3 \times 0.13) \times 7.11}{2} = 3.69 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

Donc :

En prend $M_{tDE} = 3.92 \text{ KN.m}$

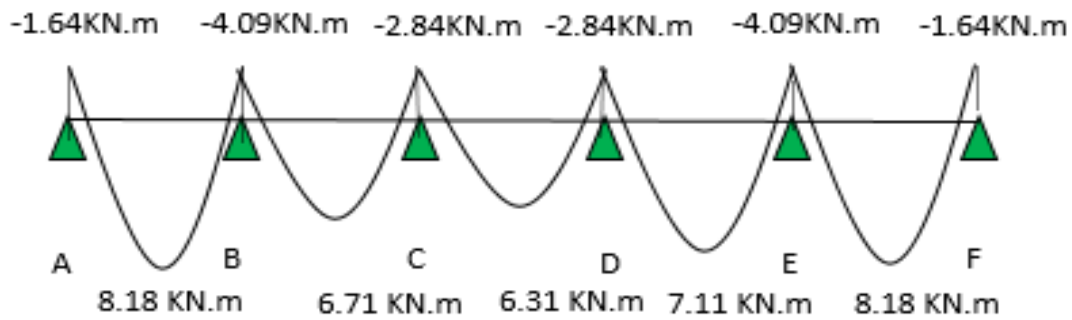


Figure III-22 : Diagramme des moments à l'ELS.

III-6-6-3 Calcul des efforts tranchants de poutrelle du plancher terrasse

$$T_g = \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d + M_g}{L} \right) ; \quad T_d = - \frac{P.L}{2} + \left(\frac{M_d - M_g}{L} \right)$$

- Travée : A-B = E-F

$$T_{gAB} = T_{gEF} ; T_{dAB} = T_{dEF} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 8.84 \text{ KN} \\ T_d = 8.01 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée : B-C

$$T_{gBC} ; T_{dBC} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 8.01 \text{ KN} \\ T_d = 8.01 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée: C-D

$$T_{gCD} ; T_{dCD} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 8.01 \text{ KN} \\ T_d = 7.77 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée : D-E

$$T_{gDE} ; T_{dDE} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 7.77 \text{ KN} \\ T_d = 8.25 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée : E-F

$$T_{gEF} ; T_{dEF} \Rightarrow \begin{cases} T_g = 8.25 \text{ KN} \\ T_d = 8.84 \text{ KN} \end{cases}$$

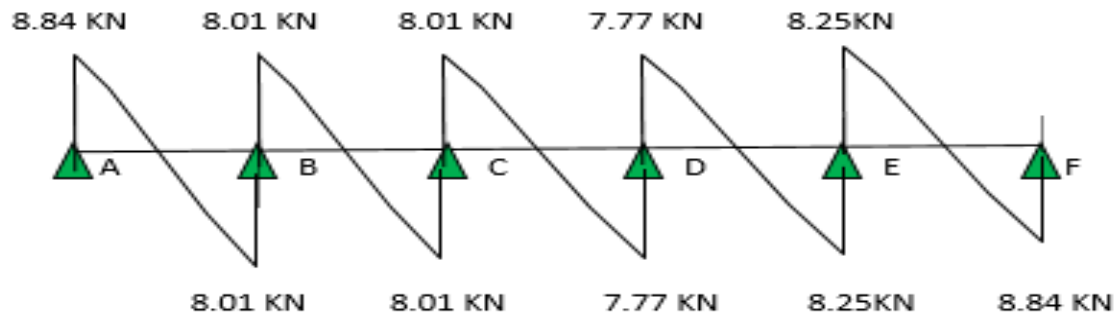
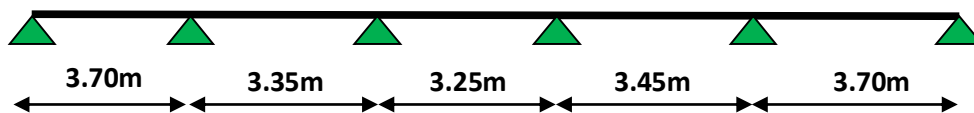


Figure III.-23 : Diagramme des efforts tranchants a l'E.L.S

III-6-6-4 Plancher étage courant

Le même principe de calcul pour évaluer le moment et l'effort tranchant des étages courants



➤ E.L.U :

Tableau III-6 : Tableau récapitulatif du moment et l'effort tranchant à l'ELU

Travée	L (m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
travée 1	3.70	6.15	10.52	-2.1	-5.26	7.25	11.38	10.30
travée 2	3.35	6.15	8.62	-5.26	-3.66	4.49	10.30	10.30
travée 3	3.25	6.15	8.11	-3.66	-3.66	4.77	10.30	9.99
travée 4	3.45	6.15	9.15	-3.66	-5.26	5.05	9.99	10.61
travée 5	3.70	6.15	10.52	-5.26	-2.1	7.25	10.61	11.38

➤ E.L.S :

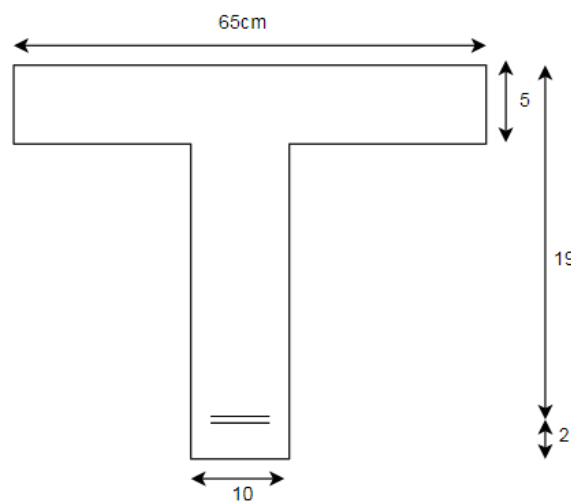
Tableau III-7 : Tableau récapitulatif du Mt et Mapp à l'EL.

Travée	L (m)	P _{ser} (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
travée 1	3.70	4,45	7.62	-1.52	-3.81	5.25
travée 2	3.35	4,45	6.24	-3.81	-2.65	3.25
travée 3	3.25	4,45	5.88	-2.65	-2.65	3.50

travée 4	3.45	4,45	6.62	-2.65	-3.81	3.65
travée 5	3.70	4,45	7.62	-3.81	-1.52	5.25

Tableau III-8 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

Niveau	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courante	7.25	5.25	3.26	3.81	11.38	8.23
terrasse	7.73	5.63	5.62	4.09	12.14	8.84

III-6-7 Calcul du ferrailage❖ **Plancher terrasse :****Figure III- 24** : Coupe d'une poutrelle.

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

Le ferrailage à ELU :

$$\mathbf{M_u = M_{max} = \begin{cases} \text{travée: } M_t = 7.73 \text{ KN.m} \\ \text{appuis: } M_a = 5.62 \text{ KN.m} \end{cases}}$$

$$\mathbf{T_u = T_{max} = 12.14 \text{ KN}}$$

En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14.17 \left(180 - \frac{50}{2}\right)$$

$$M_t = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.73 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{7.73 \times 10^6}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.025$$

$$\mu = 0.025 \leq \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.025 \leq \mu_l = 0.186$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.025 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.032 \\ Z = 177.69 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z}$$

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

$$A_u = \frac{7.73 \times 10^6}{348 \times 177.69} = 125.007 \text{ mm}^2 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 149.13 \text{ mm}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.25 ; 1.41)$$

$$A_s = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}}$$

$$1.41 < 2.36 \dots \dots \text{ cv}$$

➤ Section des armatures transversale :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1; 10)$$

$$\phi_t \leq 6\text{mm}$$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10\text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{5.62 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.12$$

$$\mu = 0.12 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.17 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.16 \\ Z = 168.48\text{mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s Z} = \frac{5.62 \times 10^6}{348 \times 168.48} = 95.85\text{mm}^2 = 0.95\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 21.74\text{mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.22\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u; A_{\min})$$

$$A_s = \max(0.95; 0.22)$$

$$A_s = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 0.95 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA8}=1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}}$$

$$\rightarrow 0.22 < 1.01 \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Section des armatures transversale :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = 0.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01 < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Le ferrailage à ELS:**

En travée:

Tableau III-9 : Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	A (cm^2)	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
5.63	0.019	0.392	0.024	178.27	1.41	2.36=3HA10

En appui :**Tableau III-10 :** Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	A (cm^2)	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
4.09	0.12	0.392	0.12	168.48	0.95	1.01=2HA8

❖ Plancher étage courant :

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

Le ferrailage à ELU :

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{travée: } M_t = 7.25 \text{ KN.m} \\ \text{appuis: } M_a = 5.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 11.38 \text{ KN}$$

En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14.17 \left(180 - \frac{40}{2}\right)$$

$$M_t = 58.95 \text{ m}$$

$$M_t^{\max} = 11.38 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{7.25 \times 10^6}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 \leq \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.024 \leq \mu_l = 0.186$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.035 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.03 \\ Z = 177.84 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times z}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_u = \frac{7.25 \times 10^6}{348 \times 177.84} = 177.15 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 141.27 \text{ mm}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.77 ; 1.41)$$

$$A_s = 1.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}}$$

$$1.41 < 2.01 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

➤ **Section des armatures transversale :**

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 10 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

Sur appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10\text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu}bd^2} = \frac{5.26 \times 10^6}{14.17 \times 100 \times 180^2} = 0.11$$

$$\mu = 0.17 < \mu_l = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.17 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.146 \\ Z = 169.49\text{mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s Z} = \frac{5.26 \times 10^6}{348 \times 169.49} = 89.18\text{mm}^2 = 0.89\text{cm}^2$$

Donc : $A_u = 0.89\text{cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 21.76\text{mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.22\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u; A_{\min})$$

$$A_s = \max(0.89; 0.22)$$

$$A_s = 0.89\text{cm}^2$$

On adopte : **2HA8=1.01cm²**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}}$$

$$0.22 < 1.01 \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Section des armatures transversale :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1; 10)$$

$$\phi_t \leq 6\text{mm}$$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = 0.063$$

$$\tau_u = 0.063 < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Le ferrailage à ELS:

En travée:

Tableau III-11 : Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant

M_t(KN.m)	μ	μ_i	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
5.25	0.018	0.392	0.023	178.34	1.77	2.36=3HA10

Sur appui :**Tableau III- 12** : Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant.

M_a(KN.m)	μ	μ_i	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
3.81	0.083	0.392	0.11	172.08	0.89	1.01=2HA8

Vérification à ELS :**Vérification des contraintes:****En travée:**

On doit vérifier que:

Pour le béton:

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

La contrainte de béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si:} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 18 = 0$$

$$y = 3.65 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 by^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} (65 \times 3.65^3) + 15 \times 2.01 (18 - 3.65)^2 = 7262.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.25 \times 10^6 \times 36.5}{7262.15 \times 10^4} = 2.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.64 \leq \underline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots cv$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

La contrainte de l'acier:

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 5.25 \times 10^3 \times (18 - 3.32)}{7262.15} = 159.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \underline{\sigma_{st}} \dots \dots \dots cv$$

Sur appui:**La contrainte de béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I: Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 3.81 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si:} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 1.01 \times y - 15 \times 1.01 \times 18 = 0$$

$$y = 2.67 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 by^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} (65 \times 2.67^3) + 15 \times 1.01 (18 - 2.67)^2 = 3972.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.81 \times 10^6 \times 2.67}{3972.79 \times 10^4} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.56 \leq \underline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots cv$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{370} = 0.054 \leq \frac{1}{16} = 0.0062 \dots \dots \dots cnv. \\ \frac{1.52}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots cv. \\ \frac{21}{470} = 0.04 \geq \frac{M_t}{10M_0=0.01} \dots \dots \dots \dots \dots cv. \end{array} \right.$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (BAEL 91) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad si : \quad L < 5m \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad si : \quad L > 5m \end{array} \right.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad si : \quad L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad si : \quad L > 5m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei I\delta_i} \dots \dots \dots flèche due aux charge instantanée \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ev I\delta_v} \dots \dots \dots flèche due aux charge différées \end{array} \right.$$

Dans notre cas $L = 3.70m$

-Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 1.01 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 = 44302.93 cm^2$$

-Moment d'inertie fictif:

$$\left\{ \begin{array}{l} I\delta_i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I\delta_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 1.01 \times 18}{65 \times 18 + 15 \times 1.01} = 10.98 \text{ cm}$$

$$Z = 18 - \frac{10.98}{3} = 14.34 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{3.81 \times 1000}{1.01 \times 15} = 251.49 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1.01}{65 \times 18} = 0.00086$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00086 \times 251.49 + 2.1} = 1.24$$

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00086 \left(2 + 3 \frac{10}{65} \right)} = 49.6 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 19.84 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I \delta_i = \frac{44302.93}{1 + 19.84 \times 1.24} = 1730.48 \\ I \delta_v = \frac{1.1 \times 44302.93}{1 + 19.84 \times 1.24} = 1903.52 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{5.25 \times 3.70^2 \times 10^8}{10 \times 32164.2 \times 1730.48} = 12.91 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{5.25 \times 3.70^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 1903.52} = 34.89 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\text{Alors :} \quad \Delta \sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_T = 3.4 - 1.2 = 2.2 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III-6-8 Schéma de Ferrailage

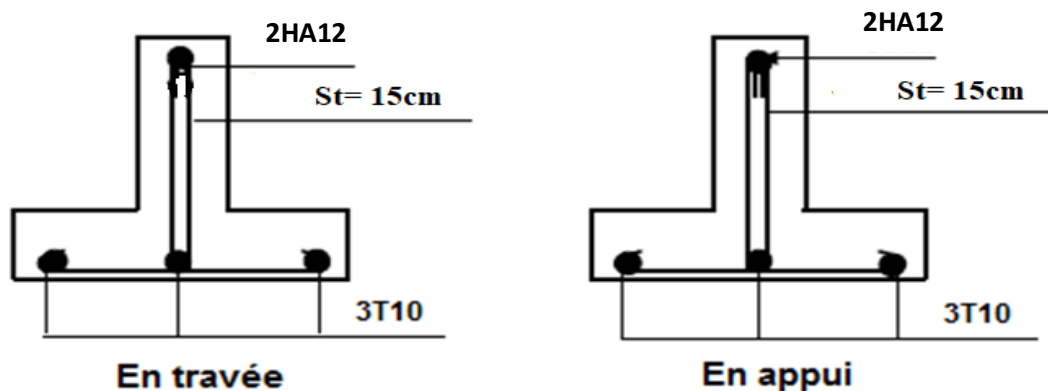


Figure III- 25: Schéma de Ferrailage de nervure (16+5).

Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a : Les armatures verticales aux nervures : $A_1 = \frac{4}{L_{fe}} [1]$

Avec :

$L = 65$ cm (Distance entre axes des poutrelles).

$f_e = 400$ MPa.

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2.$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $\Phi 6$ (20×20) cm².

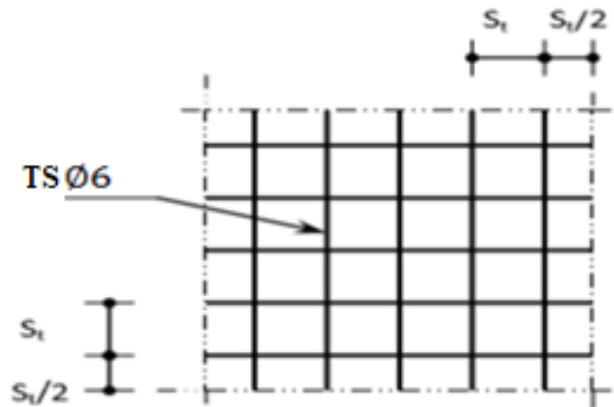


Figure III-26 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III-7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci en répondant à toutes les exigences du RPA99 version 2024, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

CHAPITRE IV

Etude dynamique et sismique

IV-1 Introduction

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure règles parasismiques algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+4) à usage multiple avec justification d'interaction portiques voiles, est implanté à MILA C'est une zone classée par le RPA2024 comme zone forte sismicité (zone V) et dans un Site ferme (S3).

IV-2 Buts de l'analyse dynamique

- Des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation ($\beta=0,2$) Tab.4.5. RPA 2024.

IV-3 Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces

Sismiques

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV-3-1 Méthode statique équivalente (Article 4.2 du RPA 2024)

a) Principe

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

-Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I,II et III) et à 32 m en zones (IV,V et VI).

-Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

b) Méthode de modélisation

-Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

-La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. -Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

IV-3-2 Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale

- Selon le RPA, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.
- Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation

b.1) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b.2) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b.3) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

b.4) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

b.5) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

b.6) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV-4 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eq n. (4.1) :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0).W$$

Avec :

- (T_0) : Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;
- T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).
- λ : Coefficient de correction
- W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i ».

IV-4-1 Définitions de la valeur des coefficients

• Coefficient de correction λ :

$\Lambda = \{0.85 : \text{Si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux } 1 \text{ autrement}$

• Poids totaux de la structure « W » :

- W_i : $W_{Gi} + \psi.W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure $W_{Gi}=10018.69\text{KN}$
- W_{Qi} : Charges d'exploitation... $W_{Qi}=1538.78 \text{ KN}$
- Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2).

Tableau IV-1 : Coefficient d'accompagnement.

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas $\Psi = 0.2$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

• Spectre de calcul

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_F}{R}] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_F}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_F}{R}] \cdot [\frac{T_3 - T}{T_3}] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

➤ Coefficient d'Accélération de Zone A

Tableau IV-2 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	/
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.2
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

- Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité élevée (zone V)

➤ **S : coefficient de site**

Le spectre, selon la zone sismique, est de

- Type 1 : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI
- Type 2 : appliqué aux zones sismiques I, II et II

Pour les quatre classes de sol S1, S2, S3, et S4, les valeurs recommandées des paramètres S, T1, T2 et T3 sont données dans :

- le spectre de type 1 le pour tableau (3.3)

Tableau IV-3 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 (Zones IV, V et VI).

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
S1	1.00	0.10	0.40	2.0
S2	1.20	0.10	0.50	2.0
S3CRFED	1.30	0.15	0.60	2.0
S4	1.35	0.15	0.70	2.0

Notre bâtiment est implanté dans la région MILA de **(zone V) et S3** pour notre cas on a :

$$S= 1.3 \quad T1 (s)=0.15 \quad T2 (s)=0.60 \quad T3 (s)=2.0$$

➤ Coefficient d'importance, I

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10) (cf. Eq. n. (1.2) & Annexe I).

Tableau IV-4 : Valeurs des coefficients d'importance.

Coefficient d'importance, I	Group d'importance			
Zon	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

- Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance forte, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (**groupe d'usage 2**).

➤ Coefficient de comportement global de structure (R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3. RPA 2024 en fonction du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (3.17) des RPA 2024 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient de comportement R.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
1	A) Structures en béton armé Système à ossature	5.5
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 4.5
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5
5	Système de contreventement constitué par des voiles	3
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	2
8	Système en pendule inversé	1.5
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	

➤ Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité, QF, tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- la régularité en plan et en élévation La valeur de QF est déterminée par Eq. n. (3.23) :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots\dots\dots \text{Article 3.8 (RPA 2024)}.$$

Tableau IV-6 : Valeur de facteur de qualité.

3. Régularité en plan.	0	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0.2
Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.2
Conditions minimales sur les travées	0	0.10
ΣP_q .	0.10	

$$Q = 1 + 0.10 = 1.1$$

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0).W$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = A I S \left[2.5 \frac{Q^F}{R} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.25 \times 1 \times 1.3 \times \left[2.5 \frac{1.1}{5.5} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.162$$

IV-5 Modélisation et résultats

IV-5-1 Modélisation

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatiques impose Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. La structure modélisée est représentée en figure IV.1.

IV-5-2 Analyse de la structure

La modélisation de la structure avec tous ses éléments structuraux a été faite par le logiciel Robot, elle se présente comme suit :

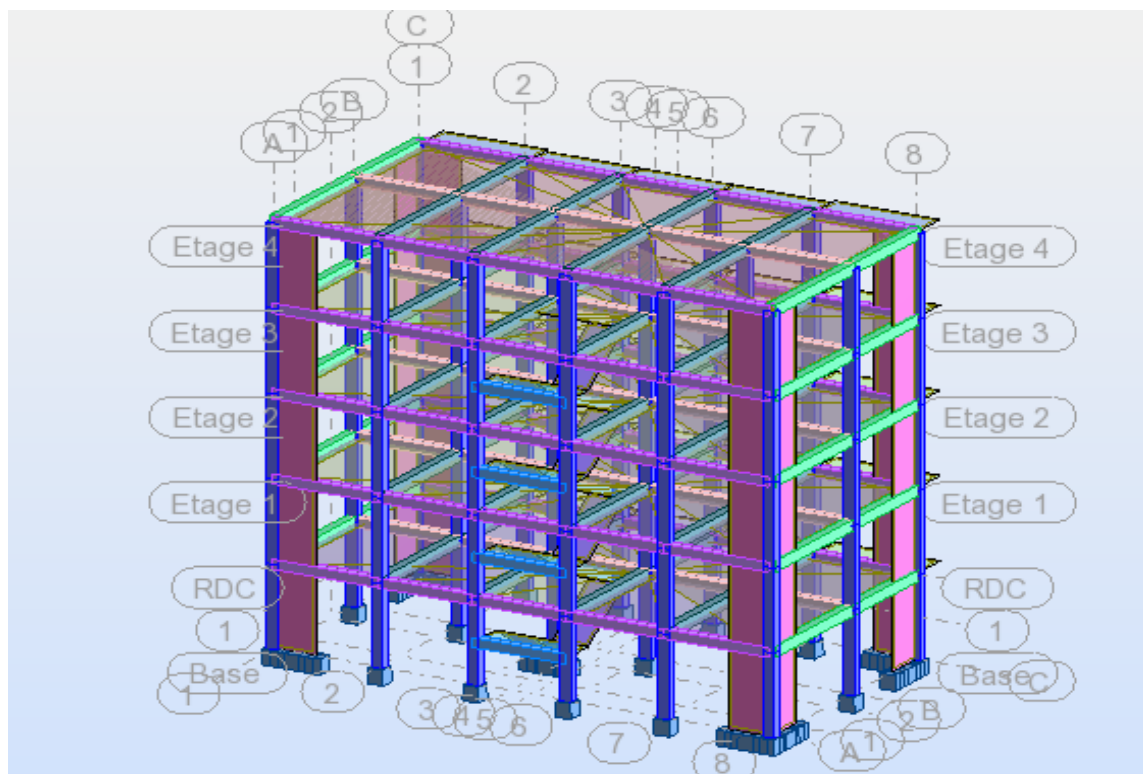


Figure IV-1 : Vue en plan et en 3D de la structure en portique

a) Première variante des voiles

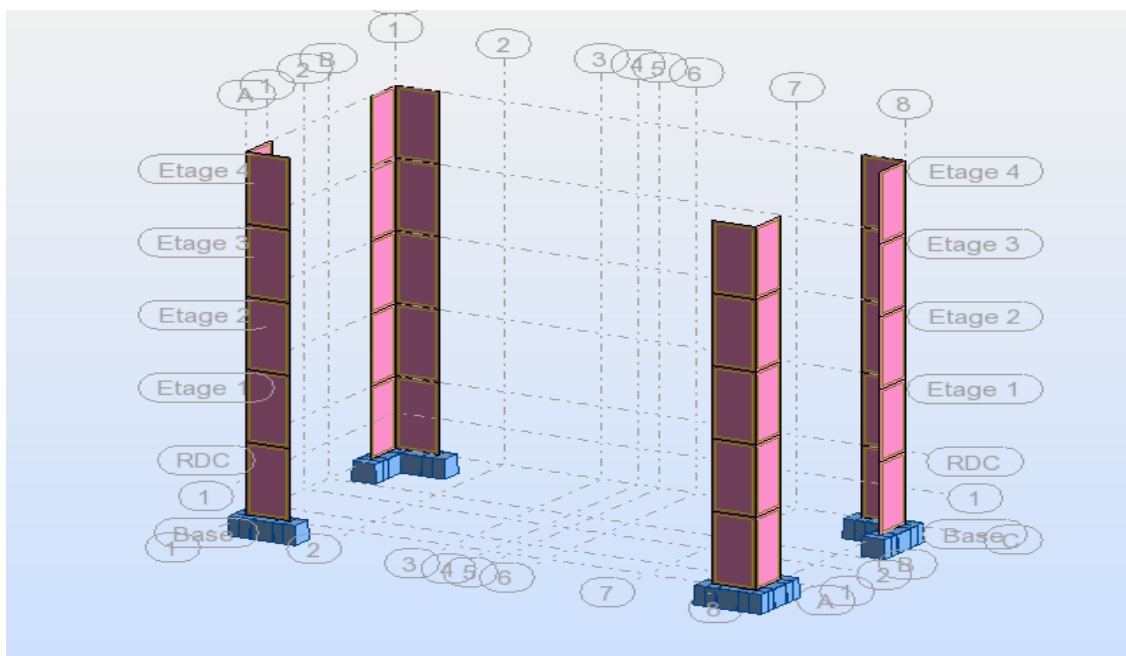


Figure IV-2 : Vue en plan pour la disposition du voile

a-1) Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT**Tableau IV-7 : Périodes et factures de participation massique modale.**

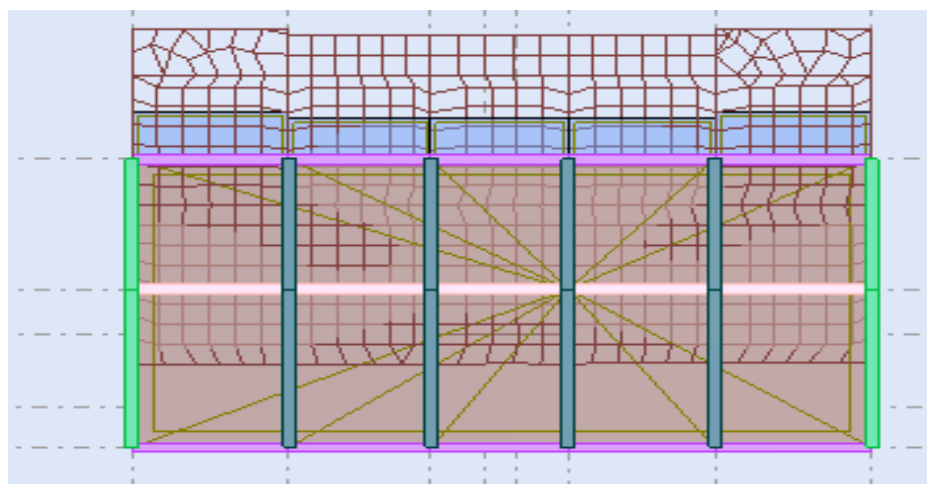
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]	Tot.mas.RZ [kgm2]
3/ 1	1,99	0,50	0,00	71,86	0,00	71,86	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 2	2,19	0,46	72,05	71,86	72,05	0,00	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 3	2,99	0,33	72,97	71,86	0,93	0,00	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 4	7,69	0,13	72,98	88,64	0,00	16,78	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 5	8,21	0,12	88,80	88,64	15,82	0,00	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 6	12,69	0,08	88,84	88,64	0,04	0,00	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 7	17,26	0,06	88,84	94,97	0,00	6,33	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 8	17,90	0,06	94,91	94,97	6,07	0,00	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 9	27,41	0,04	94,91	97,24	0,00	2,27	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 10	28,39	0,04	97,25	97,24	2,34	0,00	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 11	28,50	0,04	97,32	97,25	0,07	0,01	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 12	31,26	0,03	97,32	97,79	0,00	0,54	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 13	33,30	0,03	97,34	97,96	0,01	0,16	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 14	33,61	0,03	97,47	98,16	0,13	0,20	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55
3/ 15	35,24	0,03	97,79	98,16	0,32	0,01	1068696,19	1068696,19	0,00	0,00	2729,55

a-2) Interprétation des résultats

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- Le 1er mode est mode de translation selon l'axe Y (71.86%) de participation de masse modale.
- Le 2ème est un mode de translation selon l'axe X (72.05%) de participation de masse modale.
- 3ème mode est mode détorsion.

Les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion

**Figure IV-3 : Premier mode de vibration vue 3D et vue en plan.**

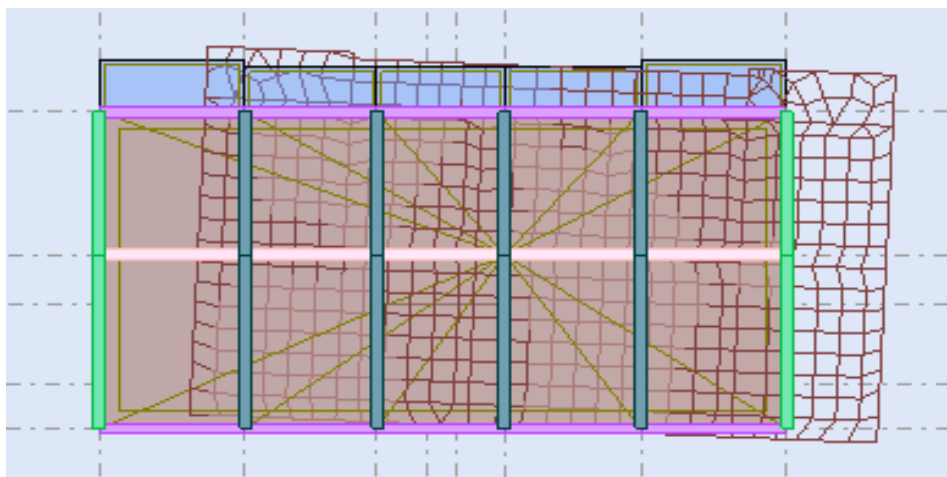


Figure IV-4 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

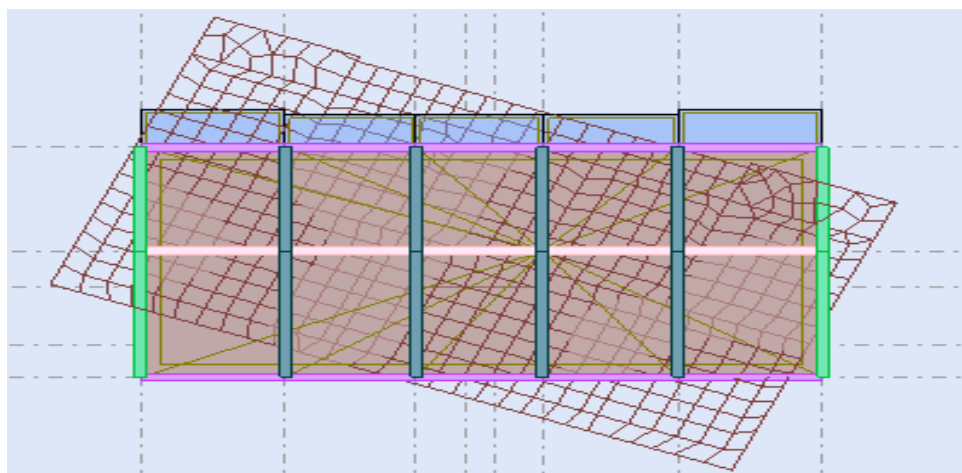


Figure IV-5 : Troisième mode de vibration vue 3D et vue en plan.

IV-6 Calcul des Actions Sismiques

Selon la Méthode Statique Equivalente (RPA 2024 art 4.3.6) : La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{T\text{-logiciel}} \leq 0,80 \text{ VMSE}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V / V_t$.

Tableau IV-8 : La relation entre la période empirique et analytique.

Cas	Période à utiliser T
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Tableau IV-9 : Valeurs du coefficient C_t

Cas	Système de contreventement	C_t
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en	0.050
4	maçonnerie	0.050
	Autres types de structures	

C_t : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau IV.9

Donc : $C_t = 0.05$.

✓ La période empirique « T » :

Dans cette partie il est nécessaire de signaler que l'ensemble des calculs sont réalisés selon les instructions du règlement parasismique algérien. Ainsi, les valeurs rapportées dans les tableaux par la suite, sont prélevés soit d'après les résultats de logiciel ROBOT ou d'après les calculs manuels réalisés.

$S3 \rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}$;

$T_2 = 0.60 \text{ s}$

$T_3 = 2 \text{ s}$

$T_{\text{analytique}}(y) = 0.50 \text{ s}$

$T_{\text{empirique}} = C_t \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (15.90)^{3/4}$

$T_{\text{empirique}} = 0.40 \text{ s}$

$T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.40 = 0.52 \text{ s}$

$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$

$0.40 < 0.50 < 0.52$

$T_0 = T_{\text{empirique}} = 0.40 \text{ s}$

$T_{\text{analytique}}(x) = 0.46 \text{ s}$

$T_{\text{empirique}} = C_t \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (15.90)^{3/4}$

$T_{\text{empirique}} = 0.40 \text{ s}$

$T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.40 = 0.52 \text{ s}$

$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$

$0.40 < 0.46 < 0.52$

$T_0 = T_{\text{empirique}} = 0.40 \text{ s}$

✓ **Calcul de l'effort sismique totale « V »**

$$W_I = W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi}$$

$$W_{Gi} = 10018.69 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 1538.78 \text{ KN}$$

$$\Psi = 0.2$$

$$W_I = 10018.69 + 0.2 (1538.78) = 10326.45 \text{ KN}$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \frac{sad}{g}(T) = A.I.S. [2.5 \frac{Q^F}{R}]$$

$$V = \lambda \frac{sad}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.162 \times 10326.45 \rightarrow V = 1421.95 \text{ KN} \quad V_{dy} = 1137.56 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base**

Tableau IV-10 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Derection	0.8 Vstatique (KN)	Vdynamique(KN)	Vdynamique > 80% Vstatique
Sens x	1137.56	2146.19	Condition vérifier
Sens y	1137.56	3911.35	Condition vérifier

✓ **Vérification de masse participante**

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode. D'après le tableau (Tableau IV.5) tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. Comparaison des résultats trouvés : les valeurs trouvées pour Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%] sont supérieures à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée. Min (Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%]) $\geq 90\%$. Min (97.79 $\geq 90\%$, 98.16 $\geq 90\%$) $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

L'analyse automatique par le logiciel ROBOT a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-11 : centre de masse et centre de torsion

Niveau	Position de centre de torsion		Position de centre de torsion	
	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	8.72	4.87	8.72	4.43
1	8.72	4.87	8.72	4.43
2	8.72	4.87	8.72	4.43
3	8.72	4.87	8.72	4.43
4	8.72	4.87	8.72	4.43

✓ **Vérification de l'excentricité accidentelle :** (RPA art 4.3.7) [1]

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 * L_{xi}$

Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 * L_{yi}$

- **Calcul de l'excentricité :**

-L'excentricité théorique $e_x = |XG - XR|$; $e_y = |YG - YR|$

-L'excentricité accidentelle :

Sens x- $e_{\text{acc}} = 0.05L_x$

Sens y- $e_{\text{acc}} = 0.05L_y$

Tableau IV-12 : Vérification de l'excentricité accidentelle.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
RDC	0	0.44	0.87	0.51
1	0	0.44	0.87	0.51
2	0	0.44	0.87	0.51
3	0	0.44	0.87	0.51
4	0	0.44	0.87	0.51

IV-6-1 Calcul de déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

Ou :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement $R=5.5$

Q_F : Coefficient de qualité $Q_F=1.1$

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV-13 : Vérification de déplacement

Etage	U _x (m)	δ _k (m)	Δk (m)	U _y (m)	δ _k (m)	Δk (m)	H/100	constatation
RDC	0.002	0.01	0.01	0.004	0.02	0.02	0.306	C.V
1	0.006	0.03	0.02	0.013	0.065	0.045	0.306	C.V
2	0.011	0.055	0.025	0.023	0.115	0.05	0.306	C.V
3	0.015	0.075	0.02	0.033	0.165	0.05	0.306	C.V
4	0.019	0.095	0.02	0.043	0.215	0.05	0.306	C.V

IV-6-2 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble**✓ Vérification au renversement**

- $F_k.h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

- $W_k.b_i$: Le moment stabilisant sera calculé en compte le poids total de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum F_k.h_k}{\sum W_k.b_i} > 1.3$$

Sens X :

Tableau IV-14 : Vérification au renversement sens x.

plancher	W _k (KN)	B _i (m)	W _k × B _i	F _{kx} (KN)	h _k (m)	F _{kx} × h _k
RDC	10326.45	8.72	90046.64	93.5	3.06	286.11
1	8204.076	8.72	71539.54	251.4	6.12	1538.57
2	6167.63	8.72	53781.73	408.43	9.18	3749.39
3	4131.19	8.72	36023.98	578.79	12.24	7084.39
4	2096.008	8.72	18277.19	816.73	15.30	12495.96
$\sum W_k.b_i$			269669.08	$\sum F_k.h_k$		25154.42
M_S			M_R	M_S / M_R		constatation
269669.08			25154.42	10.72		C.V

Sens Y :

Tableau IV-15 : Vérification au renversement sens y.

plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \times h_k$
RDC	10326.45	4.87	50289.81	168.37	3.06	515.21
1	8204.076	4.87	39953.85	447.8	6.12	2740.54
2	6167.63	4.87	30036.36	722.11	9.18	6628.97
3	4131.19	4.87	20118.90	1035.73	12.24	12677.34
4	2096.008	4.87	10207.56	1512.55	15.30	23142.02
$\Sigma W_k.b_i$			150606.48	$\Sigma F_k.h_k$		45704.08
M_s			M_R	M_s/M_R		constatation
150606.48			45704.08	3.29		C.V

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante : M_R

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{\Sigma W_k.b_i}{\Sigma F_k.h_k} > 1.3$$

✓ **Effort normal réduits :**

L'article (7-4-3) du RPA (version 2024) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. Cette vérification s'effectue par la formule suivante :

$$V = \frac{N}{B.f_{c28}} < 0.35$$

Ou :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par ROBOT).

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA, (Article B.8.2.2) pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: « Les combinaisons d'action à considérer ».

Tableau IV-16 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

poteau	Section (mm)	N_d (KN)	F_{c28} (MPa)	V	$N < 0.35$
RDC et 1-2-3-4	30*40	4416.63	25	0.14	C.V

✓ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» calculés suivant la formule ci-après :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

Sens X :

Tableau IV-17 : Vérification de l'effet P-Δ au sens x-x

Etage	$P_k(m)$	$\Delta k(m)$	$V_{kx}(KN)$	$h_k(m)$	θ	Vérification
RDC	10326.45	0.01	2148.85	3.06	0.016	C.V
1	8204.076	0.02	2055.35	3.06	0.026	C.V
2	6167.63	0.025	1803.95	3.06	0.027	C.V
3	4131.19	0.02	1395.52	3.06	0.019	C.V
4	2096.008	0.02	816.73	3.06	0.017	C.V

Sens Y :

Tableau IV-17 : Vérification de l'effet P-Δ au sens y-y

Etage	$P_k(m)$	$\Delta k(m)$	$V_{ky}(KN)$	$h_k(m)$	θ	Vérification
RDC	10326.45	0.02	3886.56	3.06	0.017	C.V
1	8204.076	0.045	3718.19	3.06	0.032	C.V
2	6167.63	0.05	3270.39	3.06	0.031	C.V
3	4131.19	0.05	2548.28	3.06	0.026	C.V
4	2096.008	0.05	1512.55	3.06	0.022	C.V

IV-7 Conclusion

Après la modélisation de la structure, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2024, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

CHAPITRE V :

Calcul des éléments principaux

V-1 Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception et le calcul des structures vue leurs rôles à la reprise des différentes actions horizontales et verticales. L'étude de ces éléments porteurs (les plus sollicités), doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2024 ; CBA 93 ».

La détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité de ces éléments constructifs fait l'objet du présent chapitre. A savoir, la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, nécessaire au ferrailage de ces éléments est étudié par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ROBOT ».

V-2 Ferrailage des poteaux

les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux 'N'.
- ✓ Moments fléchissant 'M'.
- ✓ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ✓ N max → M correspondant
- ✓ M max → N correspondant
- ✓ N min → M correspondant

Avec :

- ✓ N max : Effort normal maximum.
- ✓ N min : Effort normal minimum.
- ✓ M max : Moment maximum.

Les Combinaisons utilisées sont :

- $1,35G + 1,5Q$ (E.L.U)
- $G + Q$ (E.L.S)
- $G + 0,2Q \pm Ex \pm 0,3Ey$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 0,3Ex \pm Ey$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm Ex \pm 0,3Ey \pm 0,3Ez$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 0,3Ex \pm Ey \pm 0,3Ez$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 0,3Ex \pm 0,3Ey \pm Ez$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 1,3Ex$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 1,3Ey$ (selon RPA99/version2024)

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V-1: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques

	γ_b	γ_s	σ_{bc}	F_{c28}	σ_s
Situation durable	1.5	1.15	14.20	25	348
Situation accidentelle	1.2	1	20.83	25	400

V-2-1 Sollicitations du calcul

- Fissuration peu préjudiciable.
- Calcul en flexion composée.
- Calcul suivant BAEL91 mod.99 [3]
- ❖ Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V-2 : Sollicitations dans les poteaux

30×40	ELU	ELS	ACC
N_{max}	2410.29	1758.09	2410.29
M_{max}	-29.16	-21.38	-233.96
N_{min}	89.85	65.68	1327.94

Tableau V-3 : Combinaison de calcul

	combinaison	M_{max}	N_{corr}	combinaison	N_{max}	M_{corr}	combinaison	N_{min}	M_{corr}
30×40	G+0.2Q -0.3Ex-Ey	233.96	233.96	ELU	2410.29	25.48	G+0.2Q +0.3Ex+Ey	1327.94	52.46

V-2-2 Etat limite de stabilité de forme

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 [3] en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

- e_1 : excentricité du premier ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre
- $e_1 = \frac{M_u}{N_u}$; $e_a = \max(2cm ; \frac{L}{250})$; $e_2 = \frac{3lf^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$

Avec:

- L : longueur du poteau.
- l_f : longueur de flambement du poteau.

- h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.
- α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.
- $\alpha = \frac{MG}{MG+MQ}$ Où $\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 M_{ser}} \right)$
- φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.
- Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé, $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V-2-3 Détermination des sections d'acier

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1er, 2eme étage avec la section de (30*40) cm²

➤ 1^{er} cas :

$$N_{\max} = 2410.29$$

$$M_{\text{corr}} = 25.48$$

▪ Calcul l'excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{25.48}{2410.29} = 0.011\text{m}$$

▪ Calcul de l'excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left(2, \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max [2\text{cm} ; 1.22\text{cm}] = 2\text{cm} = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.011 + 0.02 = 0.031\text{m}$$

$$e_1 = 0.031\text{m}$$

▪ Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.14}{0.40} \leq \left(15 ; 20 \times \frac{0.031}{0.40} \right) = 5.35 \leq \max (15 ; 1.55) \dots \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée, donc on calcul e_2 :

- Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{29.16}{1.5 \times 21.38} \right) = 0.91$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10000 \times 0.4} (2 + 0.91 \times 2) = 0.013\text{m}$$

$$e_2 = 0.013\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.031 + 0.013 = \mathbf{0.044m}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 300 \times 400 \times 14.2 = 1704 \text{ KN}$$

$$M_2 = (2410.29 - 2499.60) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = 113 > M_u = 25.48 \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0$$

$$M_3 = 2410.29 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) 1704 = 211.16 \dots CNV$$

$$\psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 1704 \times 0.4 + 2410.29 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 25.48}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 1704} = 1.19 < 0.8095$$

Alors la section est entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = \frac{2410.29 - 1.19 \times 1704}{348}$$

$$A_2 = 1.09$$

$$A_1 = 0$$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal :

$$A_{min} = \max \{ 4p ; 0.2\% B \}.$$

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée.

$$A_{min} = \{ 5.60 ; 2.40 \}. A_{min} = 5.60 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{eme} cas :

$$N_{min} = 1327.94 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 52.46 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul l'excentricité de la résultante

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{52.46}{1327.94} = 0.039m$$

▪ Calcul de l'excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left(2, \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max [2cm ; 1.22cm] = 2cm = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.039 + 0.02 = 0.06m$$

$$\mathbf{e_1 = 0.06m}$$

▪ Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$$

$$\frac{Lf}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.40} \leq (15; 20 \times \frac{0.06}{0.40}) = 5.35 \leq \max(15; 3) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 :

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{29.16}{1.5 \times 21.38} \right) = 0.91$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10000 \times 0.4} (2 + 0.91 \times 2) = 0.013 \text{ m}$$

$$e_2 = \mathbf{0.013 \text{ m}}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.06 + 0.013 = \mathbf{0.073 \text{ m}}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bh f_{bu} = 300 \times 400 \times 20.83 = 2499.60 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1327.94 - 2499.60) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -187.46 > M_u = 52.46 \dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 1327.94 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) 2499.60 = -43.48 \leq 52.46 \dots \text{CV}$$

$$\psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2499.6 \times 0.4 + 1327.94 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 52.46}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2499.6} = 0.71 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_{corrigée} = N \times e = 1327.94 \times 0.073 = 96.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 96.94 + 1327.94 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 309.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{309.41 \times 10^6}{400 \times (360)^2 \times 20.83} = 0.286 < 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.286} \right) = 0.45$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.45) = 0.43$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{309.41 \times 10^3}{0.74 \times 0.36 \times 400} = 2595.02 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 25.95 \text{ cm}^2$$

Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1$$

$$A_2 = \frac{1327.94 \times 10^3}{400} - 2595.02$$

$$A_2 = 724.83 = 7.24 \text{ cm}^2$$

➤ 3^{eme} cas :

$$M_{\max} = 233.96 \text{ KN}$$

$$N_{\text{corr}} = 233.96 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul l'excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{233.96}{233.96} = 1 \text{ m}$$

▪ Calcul de l'excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left(2, \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm} ; 1.22 \text{ cm}] = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1 + 0.02 = 1.02 \text{ m}$$

$$e_1 = 1.02 \text{ m}$$

▪ Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.14}{0.40} \leq \left(15 ; 20 \times \frac{1.02}{0.40} \right) = 5.35 \leq \max (15 ; 51) \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée, on calcul e_2 :

- Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha \varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{29.16}{1.5 \times 21.38} \right) = 0.91$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10000 \times 0.4} (2 + 0.91 \times 2) = 0.013 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.013 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.02 + 0.013 = 1.033 \text{ m}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 300 \times 400 \times 20.83 = 2499.60 \text{ KN}$$

$$M_2 = (662.49 - 2499.60) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -453.13 > M_u = 233.96 \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d')N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 233.96 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) 2499.60 = -218.53 \leq M_u = 233.96 \dots CV$$

$$\psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2499.6 \times 0.4 + 233.96 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - 233.96}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 2499.6} = 0.24 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_{\text{corrigée}} = N \times e = 233.96 \times 1.033 = 241.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 241.68 + 233.96 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 279.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{279.11 \times 10^6}{400 \times (360)^2 \times 120.83} = 0.258 < 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.258} \right) = 0.43$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.446) = 0.82$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{292.92 \times 10^3}{0.82 \times 0.419 \times 400} = 1702.36 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 17.02 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 17.02 \text{ cm}^2$$

Armatures finales

$$A_s = \max (A_{\text{calculer}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.008 \times b \times h = \mathbf{9.60 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min}(\text{BAEL}) = \max(2.45; 5.6) = \mathbf{5.60 \text{ cm}^2}$$

Tableau V-4 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section Du Poteau (cm)	A calculer (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	Choix des armatures	A adpt (cm ²)
RDC+1er jusqu'à 4eme	30×40	25.95	9.60	9HA20	28.27

V-3 Recommandations des règlements

V-3-1 Armatures longitudinales

❖ **Selon RPA version 2024 [1]:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{\max} = 8\% \times b \times h \text{ (Zone de recouvrement)}$$
- Le diamètre minium est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40\varnothing$ en (Zone V).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (Zone V). Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA [1].

Tableau V-5 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section Du Poteau (cm)	$A_{\min}$ (cm ²) (RPA)	$A_{\max}$ (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1er jusqu'à 4eme	30×40	9.60	48	96

❖ **Selon BAEL [3] :**

La section d'acier minimale

$$A_{\min} = \max(4\text{cm de périmètre} ; 0,2\% . b . h).$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{\max} = 5\% b h$$

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le BAEL [3] :

Tableau V-6 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL[3]dans les poteaux.

Niveau	Section Du Poteau (cm)	$A_{\min}$ (cm ²) (BAEL)	$A_{\max}$ (cm ²)
RDC+1er jusqu'à 4eme	30×40	5.60	60

V-3-2 Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements BAEL91 [1] et RPA2024 [1].

❖ Selon le BAEL91 [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}) .$$

λ_g : Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.14}{0.30} = 7.13 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5$$

S_t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en zone V

$$\begin{cases} \text{dans la zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) & \text{En zone V} \\ \text{dans la zone courant : } S_t \leq 15\phi_l & \text{En zone V} \end{cases}$$

Où : ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **dans la zone nodale :**

$$S_t = \min\left(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 60\phi_l\right) = 10\text{cm} \rightarrow \text{dans la zone nodale}$$

$$A_t = 100 \times \frac{2.5 \times 80.09 \times 103}{400 \times 350} = 166.85 \text{ mm}^2 = 1.66 \text{ cm}^2$$

- **dans la zone courant :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_t\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{2}; \frac{40}{2}; 10 \times 1.5\right)$$

$$S_t \leq \min(15; 20; 15)$$

$$S_t = 15\text{mm}$$

$$A_t = 150 \times \frac{2.5 \times 80.09 \times 103}{400 \times 350} = 250.28 \text{ mm}^2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Tableau V-7 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g %	ρ _a	T _{max} (KN)	zone	St(cm)	A _{cal} (cm ²)	choix	At (cm ²)
RDC+1er jusqu'à 4eme	30×40	2.14	7.13	2.5	80.09	N	10	1.16	6T8	3.02
						C	15	2.5		

Conformément aux règles du RPA 2024[4] et au BAEL 91 [1], le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t = 8 \geq \frac{\phi_{t\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \dots \dots \text{cv}$$

V-3-3 Vérifications

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

τ_u: Contrainte de cisaillement

T_u: L'effort tranchant pour l'état limite ultime

b : Largeur de la section du poteau

d : Hauteur utile de la section du poteau

τ_u : Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte τ_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99

$$\overline{\tau}_{ad} = \min(0.15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

❖ Selon RPA2024

$$\overline{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 1.875\text{MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 4 \end{cases} \quad \lambda_g: \text{L'élancement du poteau}$$

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à 2410.29 KN. La relation à vérifier est alors comme :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$L_f = 0,7L_0 = 2.14 \text{ m}$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = 0.1064$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 24.71 \leq 50$$

$$\bar{N} = \alpha \left[\frac{0.1064 \times 106 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{3126 \times 400}{1.15} \right] = 3057.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 2410.29 \text{ KN} < 3057.67 \text{ KN}$$

Donc pas de risque de flambement.

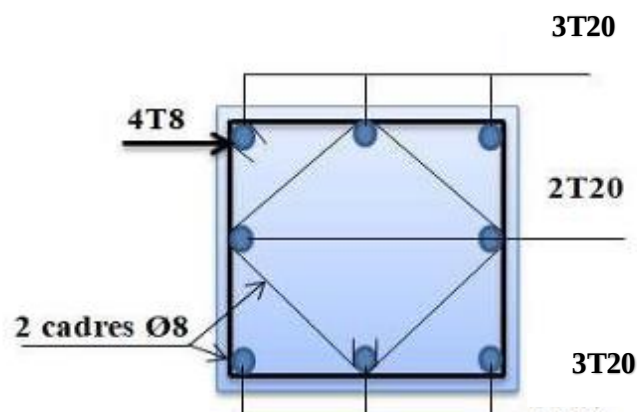
V-3-4 Schéma de ferrailage des poteaux

Figure V-1 : Schéma de ferrailage des poteaux (30x40).

V-4 Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous la combinaison d'un effort tranchant et un moment fléchissant. Ce dernier, permet la détermination des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer des armatures transversales.

Les poutres seront étudiées selon les dispositions des règles BAEL91 [3], et les exigences du RPA99 (version2024) [1]. Elles sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1.5Q$ (E.L.U)
- $G+Q$ (E.L.S)
- $G + 0.2Q \pm Ex \pm 0.3Ey$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3Ex \pm Ey$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 1.3Ex$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 1.3Ey$ (selon RPA99/version2024)

V-4-1 Sollicitations du calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

• Poutre principale (30×40)

Tableau V-8 : Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).

	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}
En appuis	-172.37	-91.37	-127.26
En travée	110.60	80.44	64.52

$$T_{U \max} = 172.37 \text{ (KN)}$$

• Poutre secondaire (30×35)

Tableau V- 9 : Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).

	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ACC}
En appuis	-74.60	-54.16	-71.93
En travée	36.22	26.64	63.02

$$T_{U \max} = 103.08 \text{ (KN)}$$

V-4-2 Recommandations du RPA99/2024 (Art 7.5.2 RPA99) [1]**➤ Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%**, c'est-à-dire $A_{l\min} = 0.5\%(b \times h)$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ en zones V

➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times St \times b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suite ;

• Dans les zones critiques

$$s = \min \left(\frac{h}{2} ; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_1 \right)$$

h : hauteur de la poutre

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_1 : diamètre minimal des barres longitudinales

• En dehors de la zone critique

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

$$s' = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t \right) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

- La valeur de diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-4-3 Exemple de ferrailage**V-4-3-1 Poutres principales****1. Sur appuis :**

$$M_{a\max} = -127.26 \text{ KN.m (Selon la combinaison ACC (G+0.2Q +1.3Ex))}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm} ; f_{c25} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1 ; f_{bu} = 20.83 \text{ MPa} ; \gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \times f_{bu}} = 0.157 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.215$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.914$$

$$z = (1 - 0.4\alpha) \times d = 32.90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = 9.67 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification nécessaire

- Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\min(BAEL)} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = \mathbf{1.20 \text{ cm}^2}$$

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de poutre 0.5%

$$A_{l \min} = \mathbf{0.5\% (b \times h)}$$

$$A_{\min(RPA)} = 0.005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

✓ 6% en zone de recouvrement

$$A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min(RPA)} ; A_{\min(BAEL)}) = \max(9.67; 1.2; 6)$$

Donc $A_s = 9.67 \text{ cm}^2$ on adopte **7HA16 = 14.07 cm²**

- Longueur de recouvrement

$$l_r > 60 \times \varnothing_l$$

$$l_r = 60 \times \varnothing_l = 60 \times 1.6 = \mathbf{96 \text{ cm}}$$

2. En travée :

$M_{a \max} = 64.52 \text{ KN.m}$ (Selon la combinaison ACC (**G+0.2Q -1.3Ex**))

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \times f_{bu}} = 0.077 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.10$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 34.56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min(RPA)} ; A_{\min(BAEL)}) = \max(4.66 ; 1.2 ; 6)$$

$A_s = 6 \text{ cm}^2$ on adopte **6HA16 = 12.06 cm²**

- Longueur de recouvrement

$$l_r > 60 \times \varnothing_l$$

$$l_r = 60 \times \varnothing_l = 60 \times 1.6 = \mathbf{96 \text{ cm}}$$

Tableau V-10 : Ferrailage des poutres principales.

type		position	M(KN)	μ	α	Z(cm)	A_{cal} cm ²	A_{cal} (BAEL) cm ²	A_{min} (RPA) cm ²	A_{adp} cm ²
P.P	(30x40)	Appuis	127.26	0.157	0.215	32.90	9.67	1.2	6	7HA16 =14.06
		Travée	64.52	0.077	0.10	34.56	4.66	1.2	6	6HA16 =12.06

V-4-3-2 Poutre secondaire

Par les différentes étapes précédentes on obtient les résultats rapportés au tableau suivant :

Tableau V-11 : Ferrailage des poutres secondaire.

type		position	M(KN)	μ	α	Z(cm)	A_{cal} cm ²	A_{cal} (BAEL) cm ²	A_{min} (RPA) cm ²	A_{adp} cm ²
P.P	(30x35)	Appuis	71.93	0.12	0.16	29.48	6.09	1.2	6	5HA16 =10.05
		Travée	63.02	0.10	0.13	29.86	5.27	1.2	6	4HA16 =8.04

➤ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux**• **En zone courante :**

Poutre principales → 10HA16 = 20.11cm² < 4%(b x h) = 48cm².....vérifiée

Poutre secondaires → 8HA16 =16.08cm² < 4%(b x h) = 42cm².....vérifiée

• **En zone de recouvrement :**

Poutre principales → 20HA16 = 40.21 cm² < 6%(b x h) = 72cm².....vérifiée

Poutre secondaire → 16HA16 = 32.17 cm² < 6%(b x h) = 63cm².....vérifiée

➤ **Calcul du ferrailage transversal**

Avec : b = 30 cm; d = 36 cm

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\varnothing_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

• **Poutre principale :**

$$\varnothing_t \leq \min (1.6 ; 40/35 ; 30/10) \rightarrow \varnothing_t \leq \min (1,6 ; 1,14 ; 3)$$

Donc on prend $\varnothing = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Poutre secondaire :**

$$\emptyset_t \leq \min(1,6 ; 35/35 ; 30/10) \rightarrow \emptyset_t \leq \min(1,6 ; 1 ; 3)$$

Donc on prend $\emptyset = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Espacements des armatures transversales :** (art 7.5.2 RPA 99 /2024) [1].

• **Poutre principale :**

- **Zones critiques :**

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right) \rightarrow s_t = \min\left(\frac{40}{4}; 24 \times 0.8; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.6\right)$$

$s_t = 10\text{cm}$

- **Zone courante :**

$$- s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Poutre secondaire :**

- **Zones critiques :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right) \rightarrow s_t = \min\left(\frac{35}{4}; 24 \times 0.8; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.6\right)$$

$S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$- s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

V-4-4 Vérifications

V-4-4-1 Vérification des sections des armatures transversales

Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} \leq A_t$$

- **Zones critiques :**

$$A_{tmin} = 0.003 \times s_t \times b = 0.9\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

- **Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0.003 \times s_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

V-4-4-2 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ (art 13.III.2.1 BAEL 91 /99) [3].}$$

Fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\} = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$

Tableau V-12 : Vérification des contraintes tangentielles.

Type	Section	$V_{u \max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Verification
P.P	(30x40)	172.37	0.16	3.33	C.V
P.S	(30x35)	103.08	0.1	3.33	C.V

V-4-4-3 Vérification de la compression du béton

$$T_{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V- 13 : Vérification de la compression du béton.

Type	$T_{\max}$ (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Verification
P.P (30x40)	172.37	800	C.V
P.S (30x35)	103.08	700	C.V

V-4-4-4 Vérification de l'entraînement des barres

La poutre la plus sollicitée par l'effort tranchant.

On a comme ferrailage sur appui : **7HA16=14.07cm²**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{u se} = \Psi_s f_{t28}; \text{ (art A.6.1.3 BAEL 91/99) [3].}$$

Avec :

τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\bar{\tau}_{u se}$: contrainte d'adhérence limite ultime.

Ψ_s : coefficient qui dépend de l'état de surface des barres, et pour le cas des barres HA=1.5

$$\bar{\tau}_{u se} = \Psi_s f_{t28} \rightarrow \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$V_{u \max}$; l'effort tranchant maximal $\rightarrow V_{u \max} = \mathbf{172.31 \text{ KN}}$.

$\sum u_i$: la somme des périmètres des barres $\sum u_i = n \pi \varphi$

$$\sum u_i = n \pi \varphi = 7 \times 3.14 \times 1.6 = \mathbf{35.17 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{172.37 \times 103}{0.9 \times 360 \times 351.7} = \mathbf{1.51 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = 1.51 \text{ Mpa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MA} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

V-4-4-5 Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ Les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser}).
- ✓ La fissuration est considérée comme peu nuisible, pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- position de l'axe neutre : $\frac{1}{2}by^2 - A_s y - 15dA_s = 0$

- Moment d'inertie : $I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_s(d - y)^2$

Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de compression de béton.

Type	position	M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
P.P (30x40)	Appui	91.02	14.07	16.54	125171.60	12.02	15	CV
	Travée	80.44	12.06	15.66	113245.05	11.12	15	CV
P.S (30x35)	Appuis	54.16	10.05	13.46	73446.02	9.92	15	CV
	Travée	26.41	8.04	12.39	63062.32	5.05	15	CV

V-4-4-6 Vérification de la flèche : (CBA article E.6.5.1) [4]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

• **Poutre principale (30 × 40) :**

On a : $h = 0.40 \text{ m}$; $L = 4.45 \text{ m}$; $M_{0_{ser}} = \frac{80.44}{0.85} = 94.64 \text{ kn.m}$; $M_t = 80.44 \text{ KN.m}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.45}{4.55} = 0.099 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{c. v.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.03}{30 \times 40.5} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{0.45}{4.55} = 0.099 \geq \frac{1 \times 80.44}{10 \times 94.64} = 0.085 \dots \dots \dots \text{c. v}$$

• **Poutre secondaire (30 × 35) :**

On a : $h = 0.35 \text{ m}$; $L = 4.05 \text{ m}$; $M_{0_{ser}} = \frac{26.41}{0.85} = 31.07 \text{ kn.m}$; $M_t = 26.41 \text{ KN.m}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{4.05} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{c. v.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.03}{30 \times 40.5} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{0.35}{4.05} = 0.099 \geq \frac{1 \times 26.41}{10 \times 31.07} = 0.085 \dots \dots \dots \text{c. v}$$

V-4-4-7 Schéma de ferrailage des poutres

Le ferrailage global adopté pour les poutres soit principal ou secondaire est illustré par les figures suivantes :

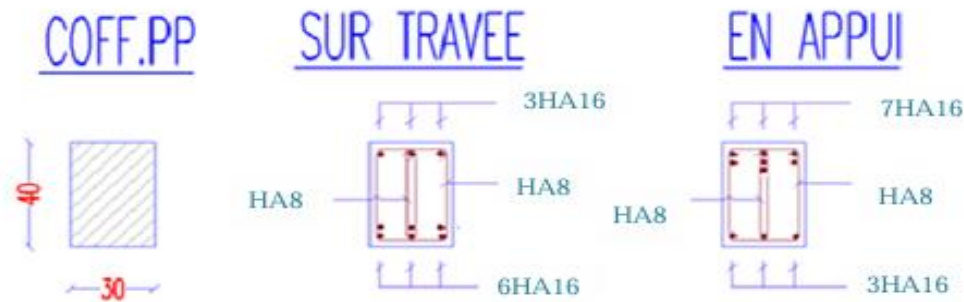


Figure V-2 : Schéma de ferrailage poutres principales.

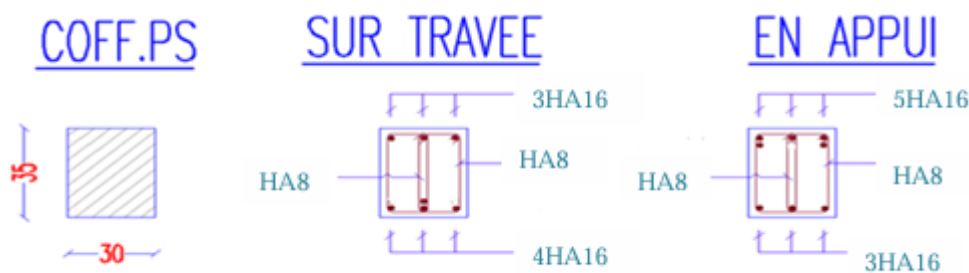


Figure V-3 : Schéma de ferrailage poutres secondaire.

V-5 Ferrailage des voiles

Les voiles sont soumis à des forces verticales « charges permanentes et surcharges d'exploitations » et à des forces horizontales « séisme ». Leur ferrailage s'effectuera selon le règlement CBA.93 [3] et règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché D.T.R : B.C.2.42 [7]. Les vérifications sont a faite selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2024 [4]. Ils sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant ramenant aux sollicitations suivantes :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique. On devra disposer les armatures suivantes :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

V-5-1 Types d'armatures

V-5-1-1 Aciers verticaux

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2024. Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm

- Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.
- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.
- 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).

V-5-1-2 Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul $\rightarrow \bar{V} = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

s : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5 \times b_w, 25 \text{ cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Tableau V-15 : Résultat sur le ROBOT ANALYSE STRUCTURE 2014

Les force et moment	$N_{\max}$ (kn)	$M_{\max}$ (kn.m)	$V_{\max}$ kn	commb
Le sense x-x	738.57	756.98	174.63	ELA
Le sense y-y	970.90	416.55	98.60	ELA

V-5-2 Exigences de ductilité pour la zone critique

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.4$$

Le sens x-x

$$v = \frac{738.57 \times 10^3}{1350 \times 200 \times 25} = 0.11 \leq 0.4$$

Le sens y-y

$$v = \frac{970.90 \times 10^3}{1500 \times 200 \times 25} = 0.14 \leq 0.4$$

Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max (0.15l_w ; 1.5b_w)$$

l_c : la longueur de la zone comprimée

l_w : longueur du voile

b_w : largeur de l'âme du voile

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max (20\text{cm} ; \frac{h_e}{20})$$

$$30\text{ cm} \geq \max (0.15 \times 135 ; 1.5 \times 135 \times 20) = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$20\text{ m} \geq \max (20\text{cm} ; \frac{3.06}{20}) = 20\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

V-5-3 Calcul d'armatures de voile selon les règles BAEL91

Le calcul statique donne pour le voile le plus sollicité les actions suivantes. Les voiles travaillent donc en flexion composée, et sous cette sollicitation combinée, les contraintes globales se calculent conformément à la formule suivante :

- 1^{ere} cas section partiellement comprimée (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
- 2^{eme} cas section entièrement tendue (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$
- 3^{eme} cas section entièrement comprimée (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

V-5-3-1 Calcul d'armatures de voile selon les règles BAEL91 le sens x-x

V-5-3-1-1 Les Aciers vertical

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

Avec

S = section du voile

I = inertie maximal

v = la distance centre de gravité

$$S = 0.2 \times 1.35 = 0.27\text{ cm}$$

$$I = \frac{0.2 \times 1.35^3}{12} = 0.041\text{ m}^4$$

$$v = \frac{l_w}{2} = \frac{1.35}{2} = 0.675\text{m}$$

Les contraintes maximales s'observent aux niveaux des extrémités et ont pour valeurs :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v = \frac{738.57}{0.27} + \frac{756.98}{0.041} \times 0.675 = 15197.92 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v = \frac{738.57}{0.27} - \frac{756.98}{0.041} \times 0.675 = -9727.03 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0$$

$$M = 756.98 \text{ KN.m}$$

$$N = 738.57 \text{ KN}$$

$$V_u = 174.63 \text{ KN}$$

$$h = 1.35 \text{ m}; c = 2.5 \text{ cm}; d = h - c = 1.325 \text{ m}; a = 0.2 \text{ m}$$

- Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{756.98}{738.57} = 1.01$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 1350 - 0.81 \times 25) \times 200 \times 1350 \times 20.83 = 2444.80 \text{ KN.mm}$$

$$B = N_{utm} \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_{utm} \times (d - \frac{h}{2}) = 756.98 + 738.57 \times (1.325 - \frac{1.35}{2}) = 1237.05 \text{ KN.m}$$

$$B = 738.57 \times (1.325 - 0.025) - 1237.05 = -276.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 2444.80 \text{ Kn.m} > B = -276.91 \text{ Kn.m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

- Vérification de flambement**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 1.01}{1.35} = 14.96$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{1.35} = 1.58$$

$$\frac{L_f}{h} = 1.58 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Calcul le ferrailage**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1237.05 \times 10^6}{200 \times 1325^2 \times 20.83} \rightarrow \mu = 0.17$$

$$\mu = 0.17 \leq \mu_l = 0.379$$

Donc les armatures tendue n'est pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.23$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.363\text{m} \rightarrow z = 1.325(1 - 0.4 \times 0.23) = 1.203\text{m}$$

$$A_{St} = \left(\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right) \times \frac{1}{f_e / \gamma_s} = \left(\frac{1237.05 \times 10^6}{1203} - 738.57 \times 10^3 \right) \times \frac{1}{400/1}$$

$$A_{St} = 7.24\text{cm}^2$$

- Calcul d'armatures verticales minimales selon le RPA2024**

Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 135 = 5.4\text{cm}^2$$

En zone tendue :

$$l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.35 \times \frac{9727.03}{15197.92 + 9727.03} = 0.52\text{m}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times \alpha = 0.002 \times 52 \times 20 = 2.08\text{cm}^2$$

En zone tendue :

$$A_{St} = \max(A_S; A_{min}^{RPA}) = \max(5.4\text{cm}^2; 2.08\text{cm}^2) = 5.24\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t = 1.35 - 2 \times 0.52 = 1.25\text{m}$$

$$\text{Alors: } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times \alpha = 0.002 \times 52 \times 20 = 2.08\text{cm}^2$$

Donc on adopte

$$A_{total} = 2 \times A_{tendu} + A_c \geq A_{min}^g$$

$$A_{total} = 2 \times 7.24 + 2.08\text{cm}^2 \geq 5.4\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A = \max(A_{total} = 16.56\text{cm}^2; A_{min}^g = 5.4\text{cm}^2)$$

Calculer l'espacement

On prend 8HA10 = 6.28 cm² S_t = 10cm on zone nodal

On prend 4HA10 = 3.14 cm² S_t = 15cm on zone courant

- Vérification des contraintes de cisaillement**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40%.

$$\tau b \leq \bar{\tau} b \quad \text{Avec :} \begin{cases} \bar{\tau} b = 0.2 \times f_{c28} \\ \tau b = \frac{T}{b_w \times d} \end{cases}$$

$$T = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

b_w : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 [1].

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau} b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau b = \frac{1.4 \times V_u}{b_w \times d} = \frac{1.4 \times 174.63 \times 10^3}{200 \times 1325} = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} b = 5 \text{ MPa}$$

V-5-3-1-2 Aciers horizontaux

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4 V_u = 1.4 \times 174.63 = 244.48 \text{ KN}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

s : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$s \leq \min(1.5 b_w, 25 \text{ cm}) = \min(1.5 b_w, 25 \text{ cm})$$

$$s \leq 15 \text{ cm}$$

$$A_h \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e} \times s = \frac{244.48 \times 10^3}{675 \times 400} \times 150 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal armatures

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times a \times 1 \text{ m} = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

On prend 10HA8 = 5.03 cm²

V-5-3-2 Calcul d'armatures de voile selon les règles BAEL91 le sens y-y

V-5-3-2-1 Les Aciers vertical

$$M = 416.55 \text{ KN.m}$$

$$N = 970.90 \text{ KN}$$

$$V_u = 190.24 \text{ KN}$$

$$h = 1.35 \text{ m}; c = 2.5 \text{ cm}; d = h - c = 1.325 \text{ m}; a = 0.2 \text{ m}$$

• Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{416.55}{970.90} = 0.42$$

$$A = (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 1350 - 0.81 \times 25) \times 200 \times 1350 \times 20.83 = 2444.80 \text{ KN.mm}$$

$$B = N_{utm} \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_{utm} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 416.55 + 970.90 \times \left(1.325 - \frac{1.35}{2}\right) = 1047.64 \text{ KN.m}$$

$$B = 970.90 \times (1.325 - 0.025) - 1047.64 = 214.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 2444.80 \text{ KN.m} > B = 214.53 \text{ KN.m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

• Vérification de flambement

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20e}{h} \right)$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 0.42}{1.35} = 6.22$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{1.35} = 1.58$$

$$\frac{L_f}{h} = 1.42 \leq 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Calcul le ferrailage

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1047.64 \times 10^6}{200 \times 1325^2 \times 20.83} \rightarrow \mu = 0.14$$

$$\mu = 0.14 \leq \mu_l = 0.379$$

Donc les armatures tendue n'est pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.19$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 1.224 \text{ m}$$

$$A_{St} = \left(\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right) \times \frac{1}{f_e / \gamma_s} = \left(\frac{1047.64 \times 10^6}{1224} - 970.90 \times 10^3 \right) \times \frac{1}{400/1}$$

$$A_{St} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Les contraintes maximales s'observent aux niveaux des extrémités et ont pour valeurs :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v = \frac{970.90}{0.27} + \frac{416.55}{0.041} \times 0.675 = 10453.76 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v = \frac{970.90}{0.27} - \frac{416.55}{0.041} \times 0.675 = -3261.91 \text{ kn/m}^2$$

$$1^{ere} \text{ cas section partiellement comprimée (S.P.C) : } \sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

• Calcul d'armatures verticales minimales selon le RPA2024

Globalement dans la section de la voile :

$$A_{min}^g = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 135 = 5.4 \text{ cm}^2$$

En zone tendue :

$$l_t = 1.35 \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.35 \times \frac{3261.91}{10453.76 + 3261.91} = 0.31\text{m}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times \alpha = 0.002 \times 31 \times 20 = 1.24\text{cm}^2$$

En zone tendue :

$$A_{St} = \max(A_S; A_{min}^{RPA}) = \max(3.97\text{cm}^2; 1.24\text{cm}^2) = 3.97\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t = 1.5 - 0.2 \times 0.31 = 1.44\text{m}$$

$$\text{Alors: } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times \alpha = 0.002 \times 31 \times 20 = 1.24\text{cm}^2$$

Donc on adopté

$$A_{total} = 2 \times A_{tendu} + A_c \geq A_{min}^g$$

$$A_{total} = 2 \times 3.97 + 1.24\text{cm}^2 \geq 6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A = \max(A_{total} = 9.18\text{cm}^2; A_{min}^g = 6\text{cm}^2)$$

- Calcul de l'espacement

On prend 8HA10 = 6.28 cm² S_t = 10cm on zone nodal

On prend 4HA10 = 3.14 cm² S_t = 15cm on zone courant

• Vérification des contraintes de cisaillement

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40%.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \\ \tau_b = \frac{T}{b_w \times d} \end{cases}$$

$$T = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

b_w : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 [1].

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{b_w \times d} = \frac{1.4 \times 98.60 \times 10^3}{200 \times 1325} = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

V-5-3-2-2 Aciers horizontaux

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4 V_u = 1.4 \times 98.60 = 138.04 \text{ KN}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

S : L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm}) = \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

$$s \leq 15\text{cm}$$

$$A_h \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e} \times s = \frac{138.04 \times 10^3}{750 \times 400} \times 150 = 1 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal armatures

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times a \times 1\text{m} = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

On prend 10HA8 = 5.03 cm²

V-5-4 Schéma ferrailage des voiles

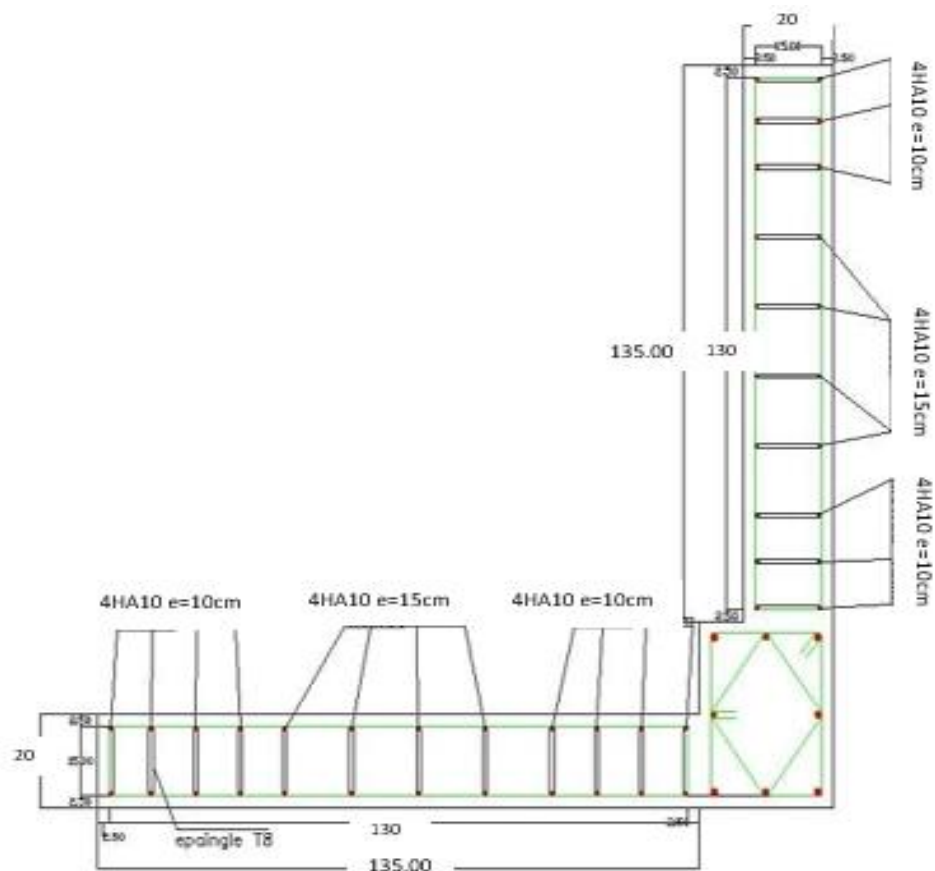


Figure VI-4 : Schéma ferrailage des voiles

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI-1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des Efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux Sollicitations extérieures, en :

A. Fondations superficielles : utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles Sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

B. Fondations profondes : utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol Assez profond (pieux, puits).

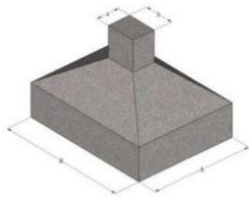


Figure VI- 4 : Semelle isolée.

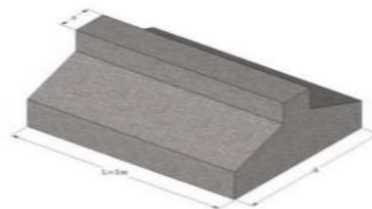


Figure VI- 5 : Semelle filante.

.

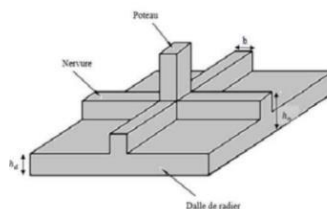


Figure VI- 6 : Radier générale.

❖ Combinaisons d'actions

D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right. [3]$$

$$\text{D'après le RPA99 /2024 : } \left\{ \begin{array}{l} G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_x \\ G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_y \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_x \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_y \end{array} \right. [1] (\text{Art. 5.7})$$

VI-2 Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné

Une contrainte admissible du sol égale à $\sigma_{\text{sol}} = 1.8$ bars.

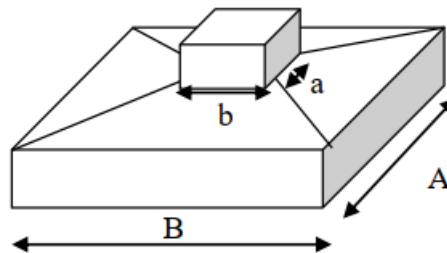
VI-3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VI-3-1 Vérification de la semelle isolée

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :



$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_s \rightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte admissible du sol. ($\sigma_s = 1.8\text{bar}$)

N_{ser} : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel Robot Autodesk 2014.

$$N_{\text{ser}} = 1758.09\text{KN}$$

S : Section des semelles $= A \times B$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ Avec } a=30\text{cm} ; b=40\text{cm}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.3} \times \frac{1758.09}{180}} = 3.60\text{m}$$

Nous allons procéder à une 2^{ème} vérification concernant l'interférence entre deux semelles. Il faut vérifier que ($L_{\min} \geq 1.5 B$) tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$$\text{On a : } 1.5 B = 1.5 \times 3.06 = 4.59\text{m} > L_{\min} = 3.25 \text{ m}$$

Remarque :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux, autrement dit, les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI-3-2 Vérification de la semelle filante

On suppose que la force axiale empêchant la superstructure vers les fondations est appliquée au centre de gravité (C.D.G) des fondations. Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte de sols $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$ (annexe 4)

N : effort normale appliqué sur la fondation à l'ELS ($N = 23114.96\text{KN}$) obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 »

S_s : surface de la fondation

Nous allons procéder à une 1^{ère} vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

S_t : la surface totale du bâtiment

S_s : la surface des semelles

La surface totale nécessaire est :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{23114.96}{180} = 128.42\text{m}^2$$

$$S_t = 154.43 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

$$\frac{128.42}{154.43} = 0.83 = 83\% < 50\% \dots \dots \dots \text{CNV}$$

On remarque que la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{nec} > 50\% S_{bat}$). Dans ce cas, nous optons définitivement pour un radier général.

VI-3-3 Radier général

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Ce type de fondation 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 les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

VI-3-3-1 Pré dimensionnement de radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est considéré infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) épaisseur du radier

- Condition forfaitaire (Condition de coffrage)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur des nervures

h_r : Hauteur de la dalle

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 485 \text{ cm}$$

Donc :

$$h_t \geq \frac{485}{10} = 48.5 \text{ cm. On adopte } 50 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{485}{20} = 24.25 \text{ cm On adopte } 60 \text{ cm}$$

- Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$: Plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

On a :

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164.195 \text{ MPa}$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle on adopte $b=1 \text{ m}$

Donc :

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4850^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.95}} = 69.7 \text{ cm} \rightarrow h_t = 73 \text{ cm}$$

- Condition de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec : $V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$

S : Section du bâtiment

$$S = 154.43 \text{ m}^2$$

$$L = 4.85 \text{ m}; b = 1 \text{ m}$$

$$N_u = 31666.82 \text{ KN}$$

a) Surface du radier

$$N_s = 23114.96 \text{ KN} \quad (\text{Poids total transmis par la superstructure à l'ELS})$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \Rightarrow S_{rad} \geq 241 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_b = 154.43 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \leq S_b \text{ Donc le radier est sans débords.}$$

VI-3-3-2 Les Vérifications

a) Vérification au poinçonnement

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2)

On doit vérifier la condition suivante :

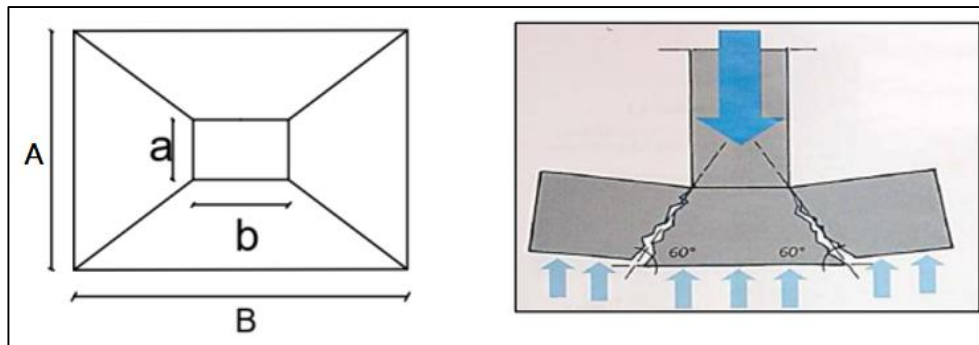


Figure VI-4 : Schéma du poinçonnement.

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

h : épaisseur totale de la dalle

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h \rightarrow A = 0.6 + 0.90 \Rightarrow A = 1.5\text{m}$$

$$B = b + h \rightarrow B = 0.6 + 0.90 \Rightarrow B = 1.5\text{m}$$

Ce qui donne : $U_c = 6\text{m}$

$$N_u = 2410.29\text{KN} \leq 0.045 \times 6000 \times 900 \times \frac{25}{1.5}$$

$$N_u = 2410.29\text{KN} \leq 4050\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

S : Section du bâtiment

$$S = 154.43\text{m}^2$$

$$L = 4.85\text{m}; b = 1\text{m}$$

$$N_u = 31666.82\text{KN}$$

$$V_u = \frac{31666.82 \times 4.85 \times 1}{2 \times 154.43} = 497.26\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{497.26 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.11\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI-3-3-3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait Le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 3.70 \text{ m} ; l_y = 4.85 \text{ m}$$

a) Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{31666.82}{154.43} = 205.06 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{23114.96}{154.43} = 149.87 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3700}{4850} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

b) Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'**annexe E3** des règles

BAEL91 [2] :

• Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

• Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et de ν .
- ν : Coefficient de poisson : $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.658 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 188.64 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 124.16 \text{ KN.m}$$

▪ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 160.344 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 105.54 \text{ KN.m}$$

▪ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 94.32 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.6 \text{ m}^2$

c) Ferrailage de la dalle :

$b = 100\text{cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 54\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$;

$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Ferrailage de la dalle du radier

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_{ca}(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Choix
Travée	XX	160.34	0.039	0.049	52.93	8.70	9.24	6HA14
	YY	105.54	0.025	0.032	53.30	5.69	6.79	6HA12
Appui	XX YY	94.32	0.023	0.029	53.38	5.08	6.79	6HA12

d) Condition de non fragilité :

✓ **Travées :**

$h = 60 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$A_{\min x} \geq \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 4.84\text{cm}^2$$

$$A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 4.80\text{cm}^2$$

✓ **Appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52\text{cm}^2$$

Espacements des armatures :

Armatures// L_x : $S_t = 16 < \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Armatures// L_y : $S_t = 25 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [2] :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07f_{c28} = 1.75\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = 300.39\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = 252.91\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 300.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{300.39 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

f) Vérification à L'ELS:

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{I_x}{I_y} = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.658 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{\text{ser}} l_x^2 = 137.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 90.72 \text{ KN.m}$$

▪ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 117.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 77.11 \text{ KN.m}$$

▪ Moment sur appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 68.94 \text{ KN.m}$$

g) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

❖ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15 \quad d = 54 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	XX	117.20	12.06	12.29	376593.82	231.54	201.63	CNV
	YY	77.11	9.24	10.93	300631.50	287.08	201.63	CNV
Appui		68.94	6.79	9.52	230267.26	236.66	201.63	CNV

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

Tableau-VI-3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	XX	117.20	20.11	15.28	571163.60	141.72	20.63	CV
	YY	77.11	12.32	12.40	383361.62	217.44	201.63	CV
Appui		68.94	9.05	10.83	295331.63	179.09	201.63	CV

VI-3-3-4 Ferrailage des nervures**a) Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifiée 99**) [2]

Nous avons : $M_0 = \frac{PL^2}{8} = 602.94 \text{ KN.m}$

- ✓ En travée $M_t = 0,85M_0$
- ✓ Sur appuis $M_{app} = 0,50M_0$
- ✓

b) Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm}$; $h = 120 \text{ cm}$; $L = 4.85 \text{ m}$.

Tableau.VI.4 : Ferrailage des nervures du radier.

	M_u (KN.m)	$A_{s \text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{s \text{ adpt}}$ (cm ²)
Travée	512.50	17.77	10HA16	20.11
Appui	301.47	10.30	10HA12	11.31

c) Vérification des contraintes à l'E.L. S :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	374.56	15.39	6.27	15	308.21	201.63	CNV
Appui	187.28	7.85	3.99	15	285.32	201.63	CNV

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

Tableau.VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificatio n	Choix
Travée	374.56	24.13	5.26	15	200.17	201.63	CV	12HA16
Appui	187.28	17.75	3.87	15	174.35	201.63	CV	6HA12+6HA14

c) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{243.11 \times 4.85}{2} \rightarrow T_u = 589.54 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{589.54 \times 10^3}{600 \times 1000} = 0.98 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

d) Armatures transversaux:

BAEL 91 modifies 99[2]:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 : \text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003[1]:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa}; \tau_u = 0.98\text{MPa}; f_{t28} = 2,10\text{MPa}; b = 60\text{cm}.$$

Nous trouvons :

$$S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \rightarrow \text{Zone courante.}$$

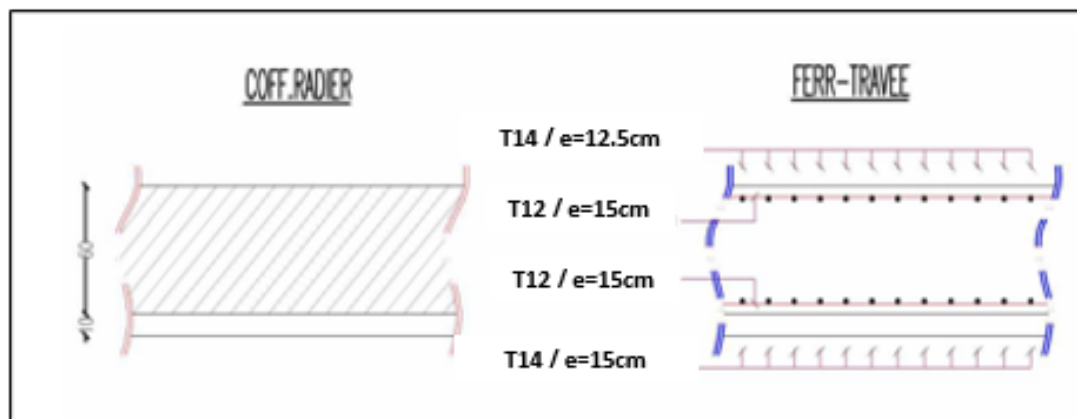
$$A_t \geq 3,6 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $6T10 = 4.71\text{cm}^2$

e) Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courants nous avons $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau nous optons $4T14 = 6,16\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.



FigureVI-5 : Schéma de ferrailage de radier en travée.

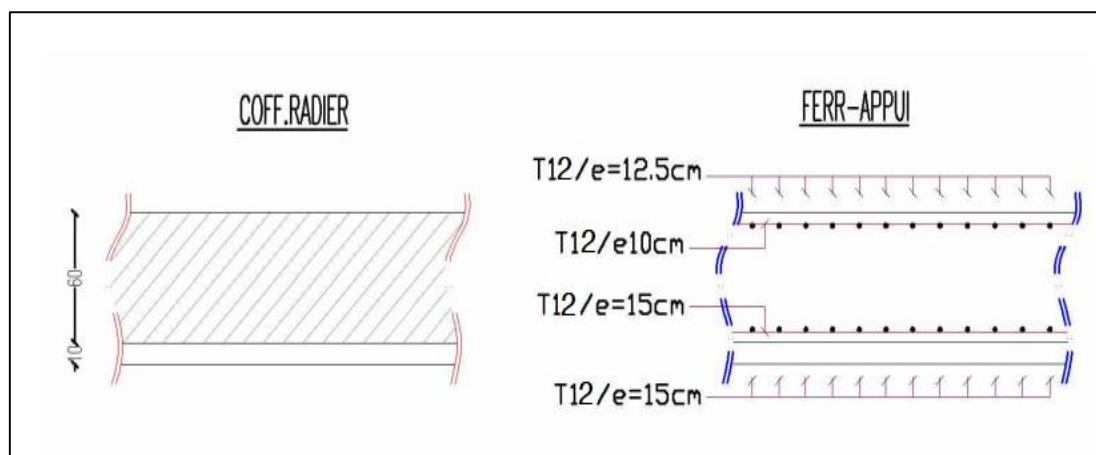


Figure VI- 6 : Schéma de ferrailage de radier en appui.

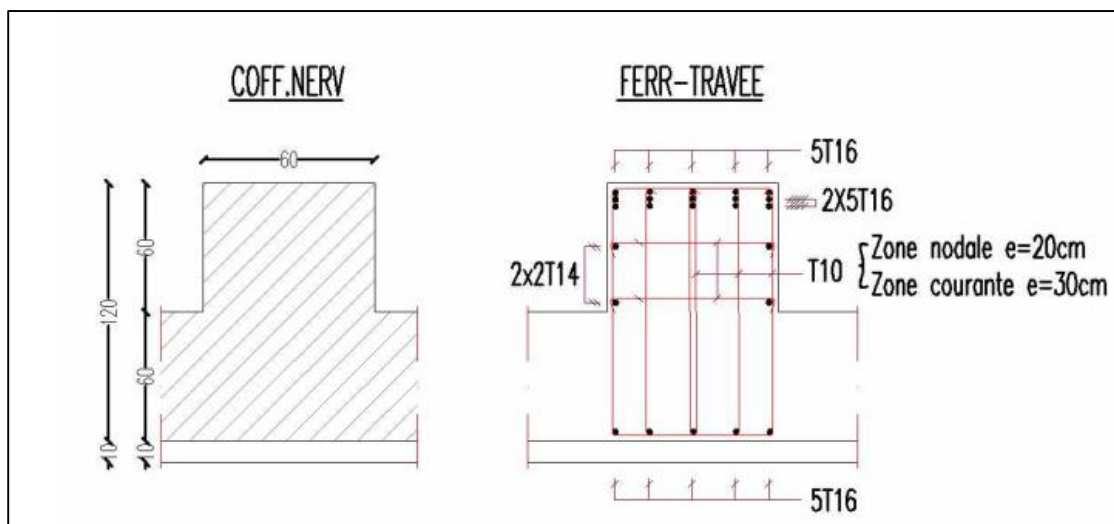


Figure VI-7 : Schéma de ferrailage des nervures en travée.

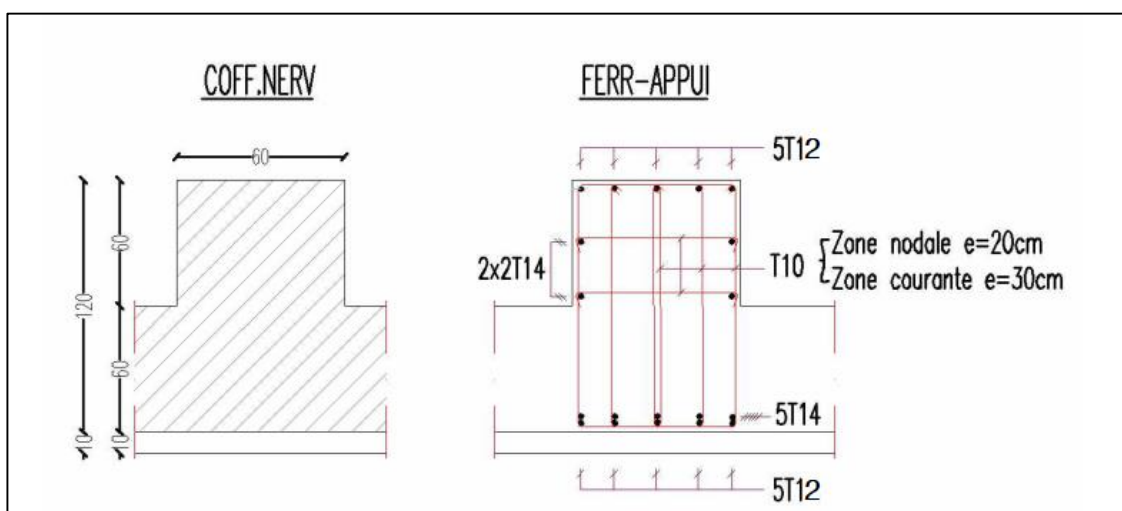


Figure VI-8 : Schéma de ferrailage des nervures en appui.

VI- 4 Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation en radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien il est important de bien analyser une structure avant le calcul.

L'analyse de la structure d'un bâtiment est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Liste des références

Liste des références

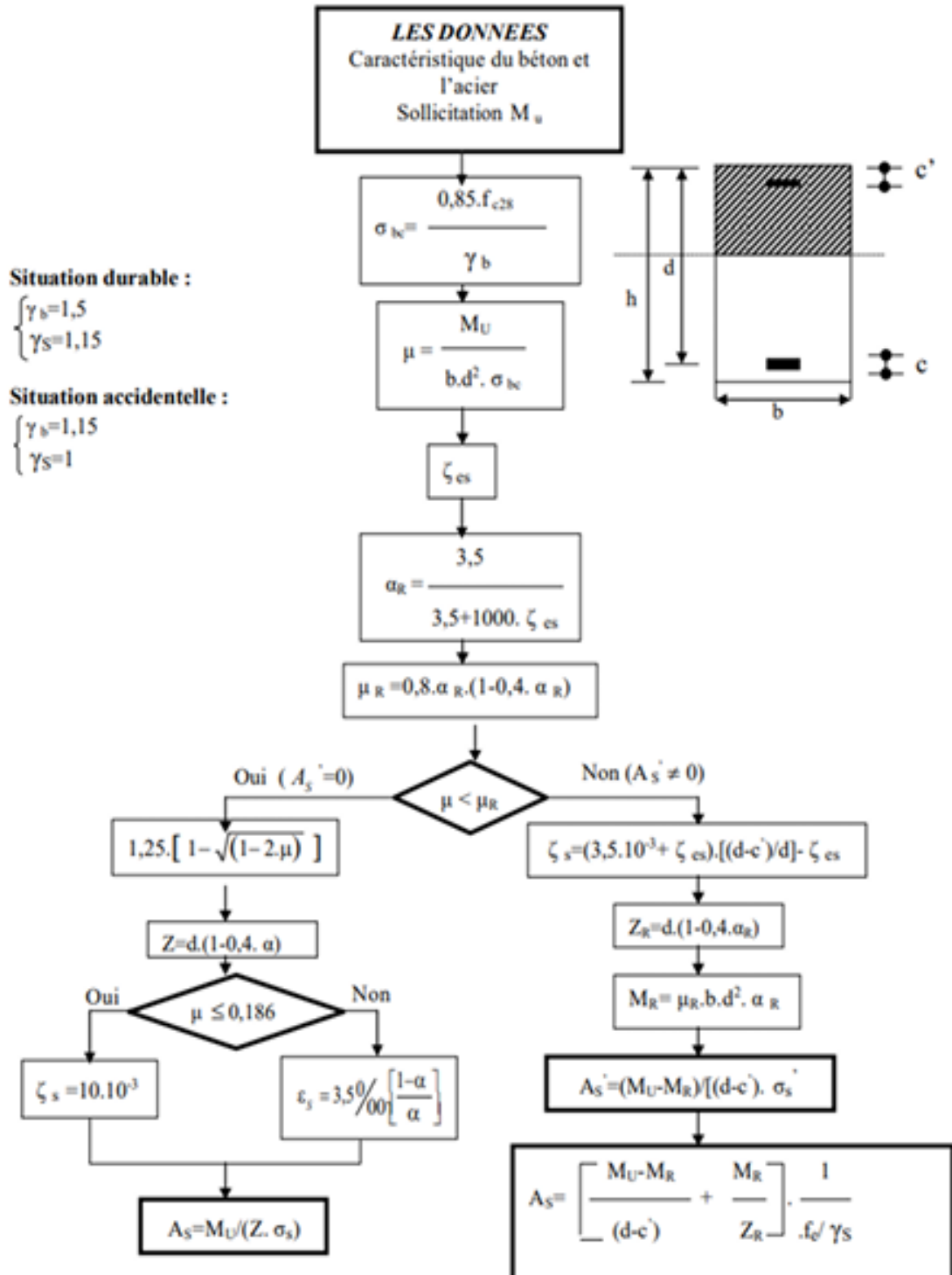
- [1] : Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2024**
 - [2] : Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR
B.C.2.2
 - [3] : Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91modifié 99**.
 - [4] : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**
 - [5] : KERKAB Chaima et BOUZELIFA Romaissa " Etude d'un Bâtiment (R + 5) avec Contreventement mixte" Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila , Année Universitaire : 2024-2025.
 - [6] : Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) Dr. BOUKOUR Salima et ZIANE Sami.
 - [7] : MARZOUK Aymen et FERGANI Bilal "Etude statique et dynamique d'un immeuble (R+8) à usage d'habitation " Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila, Année Universitaire : 2023-2024.
- **Outils :**
- WORD 2013.
 - AUTO CAD 2014.
 - ROBOT ASTRUCURALE ANALYSIS PROFESSIONAL 2014.

ANNEXES

Annexe 1

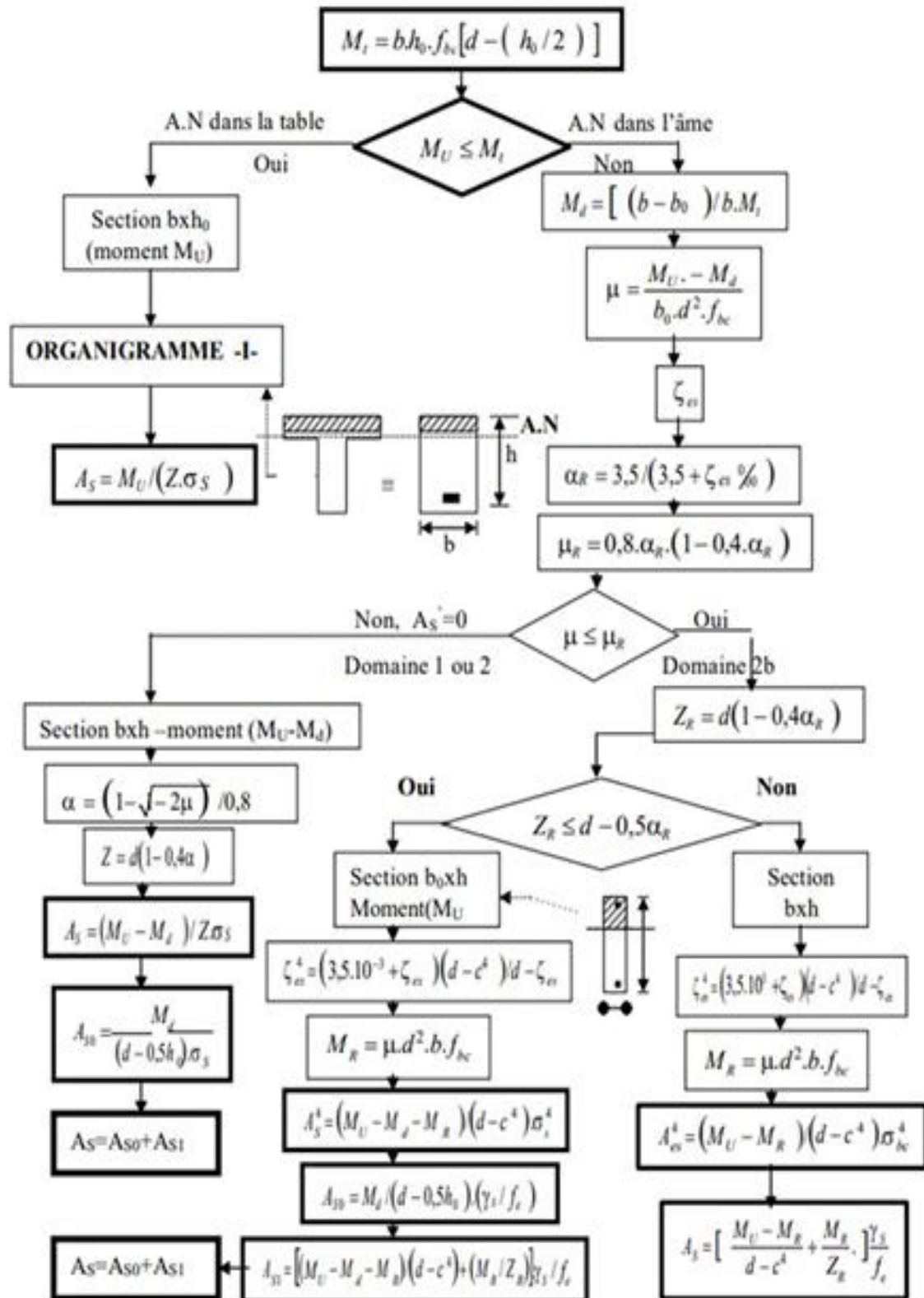
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



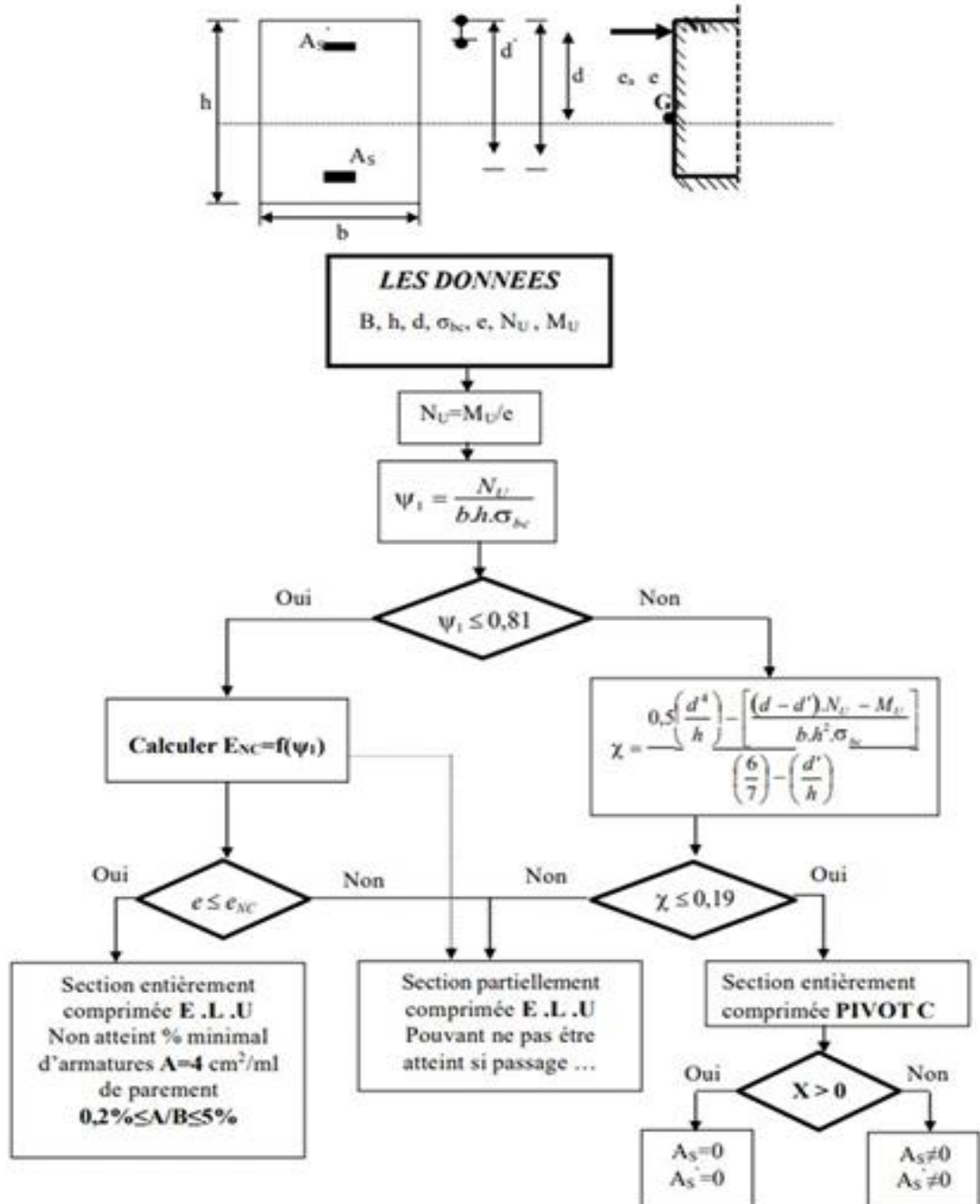
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN T-é-A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

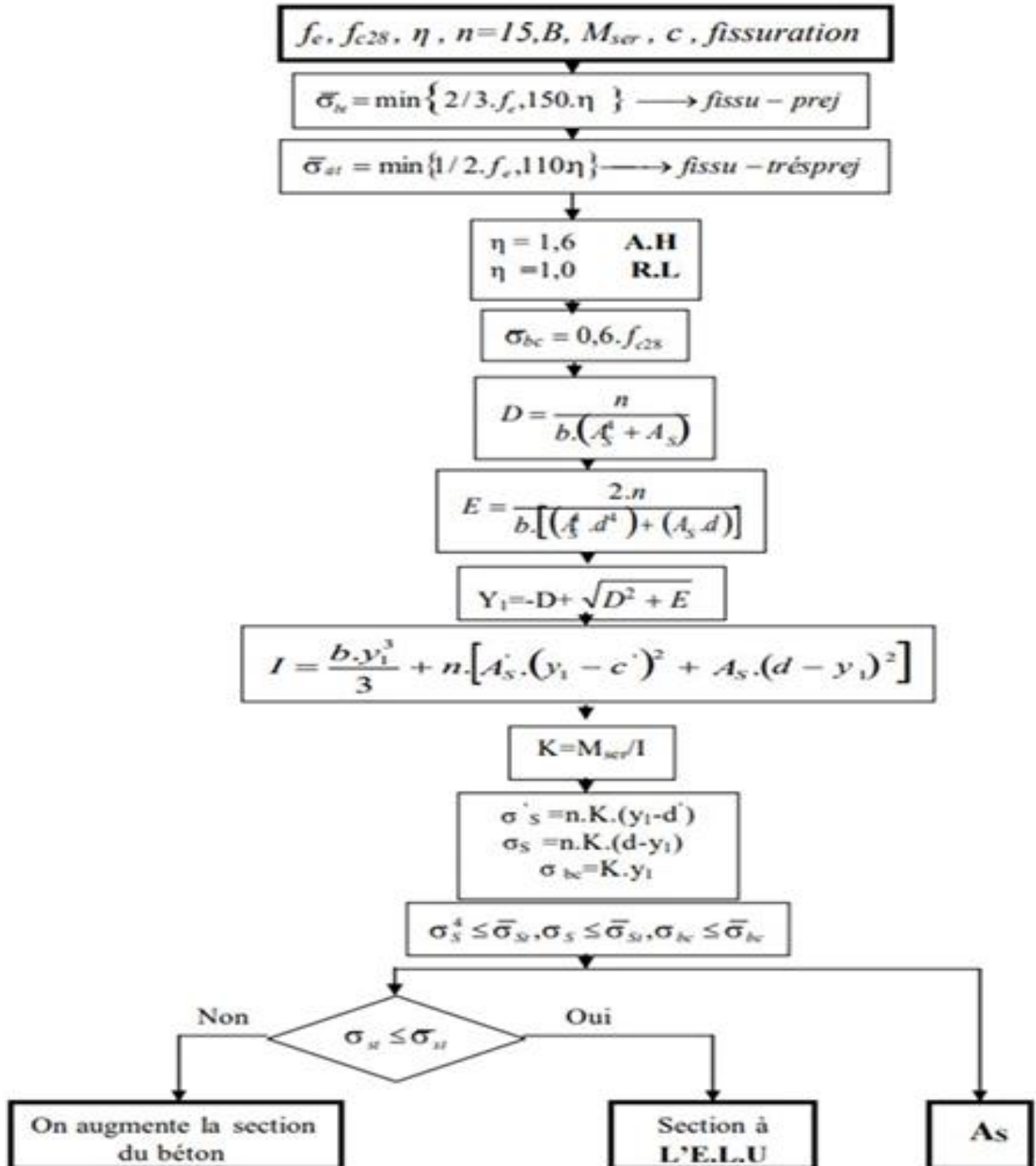
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



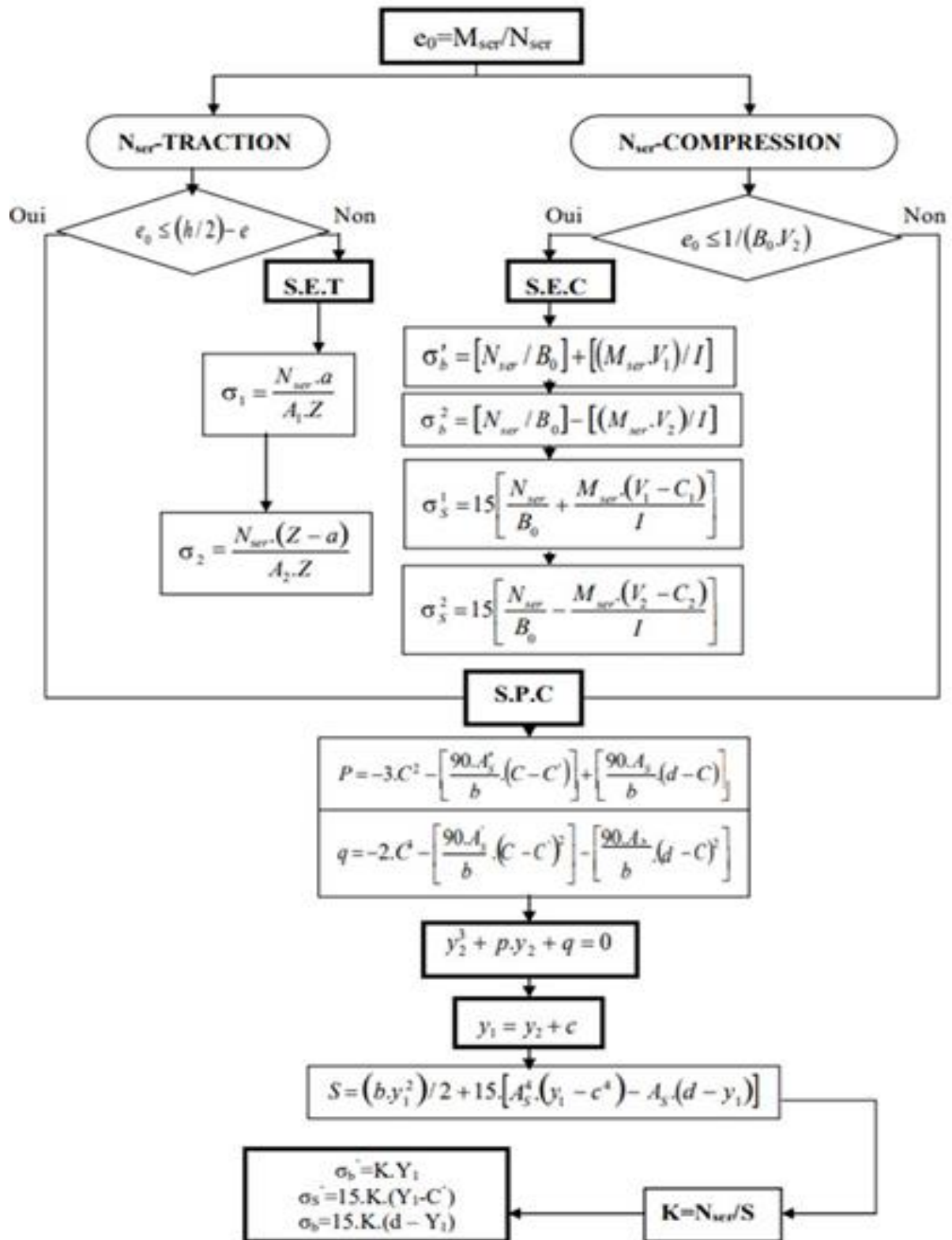
Annexe 2

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L

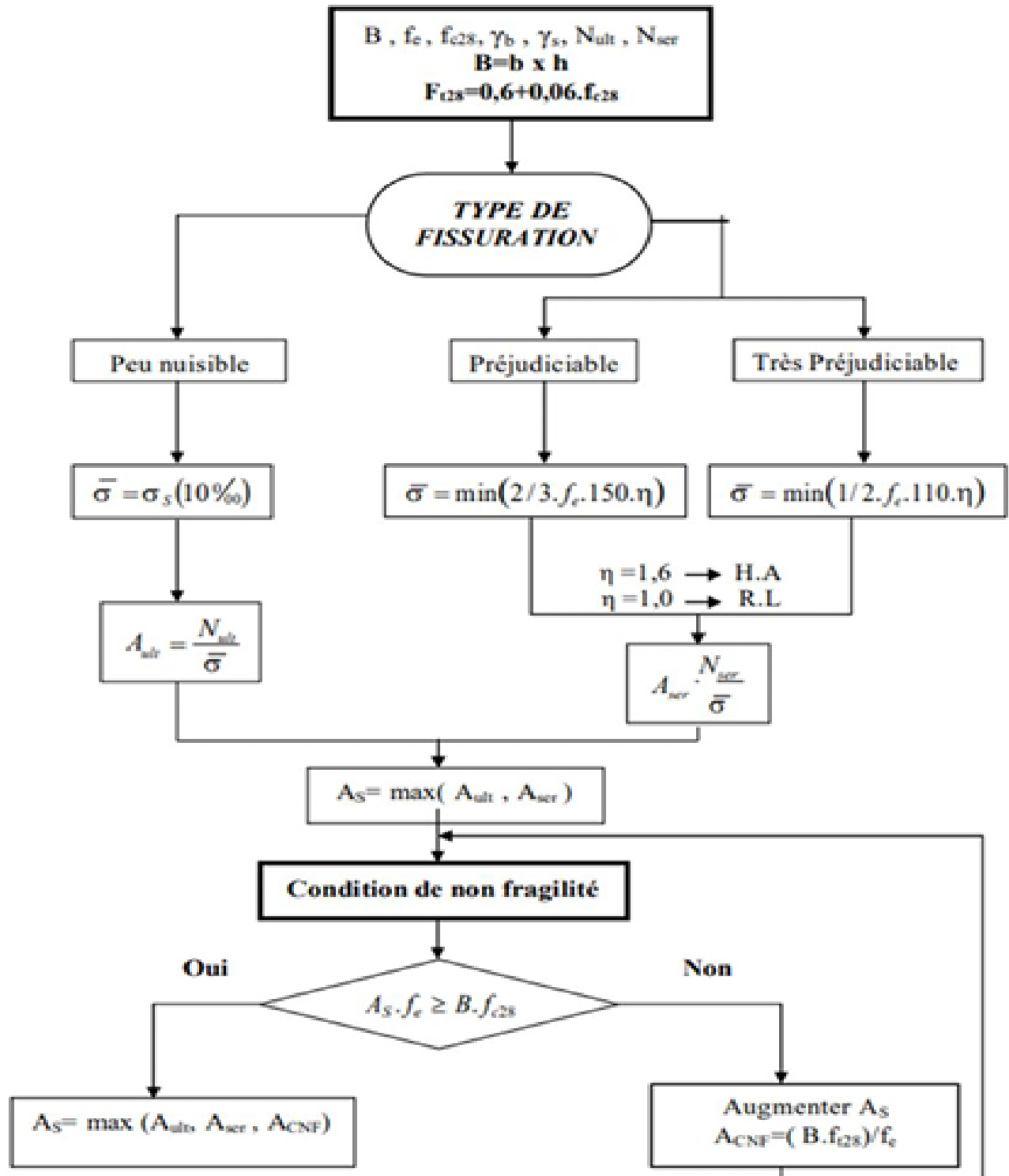


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE A L'E.L.S



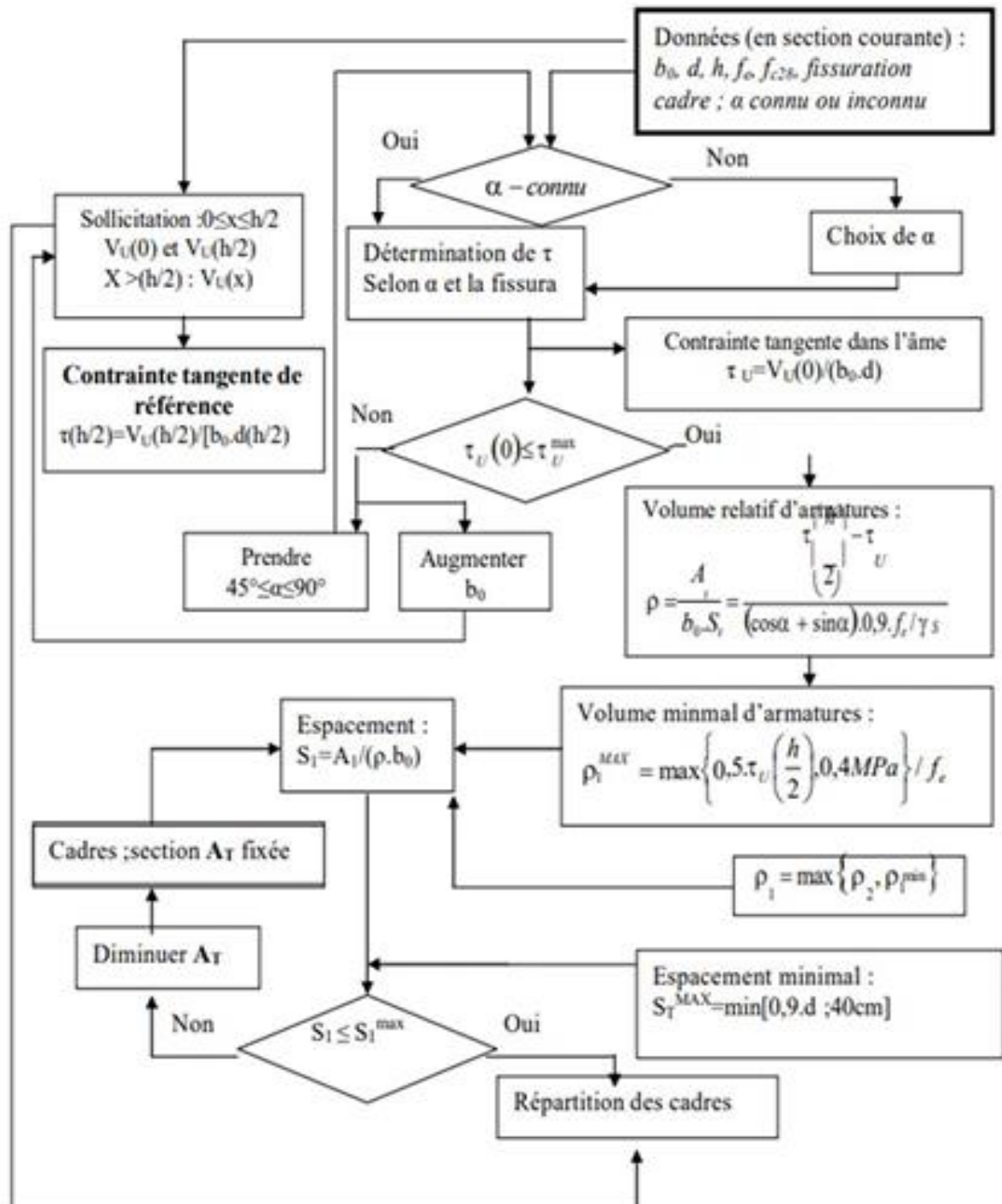
ORGANIGRAMME -VI-

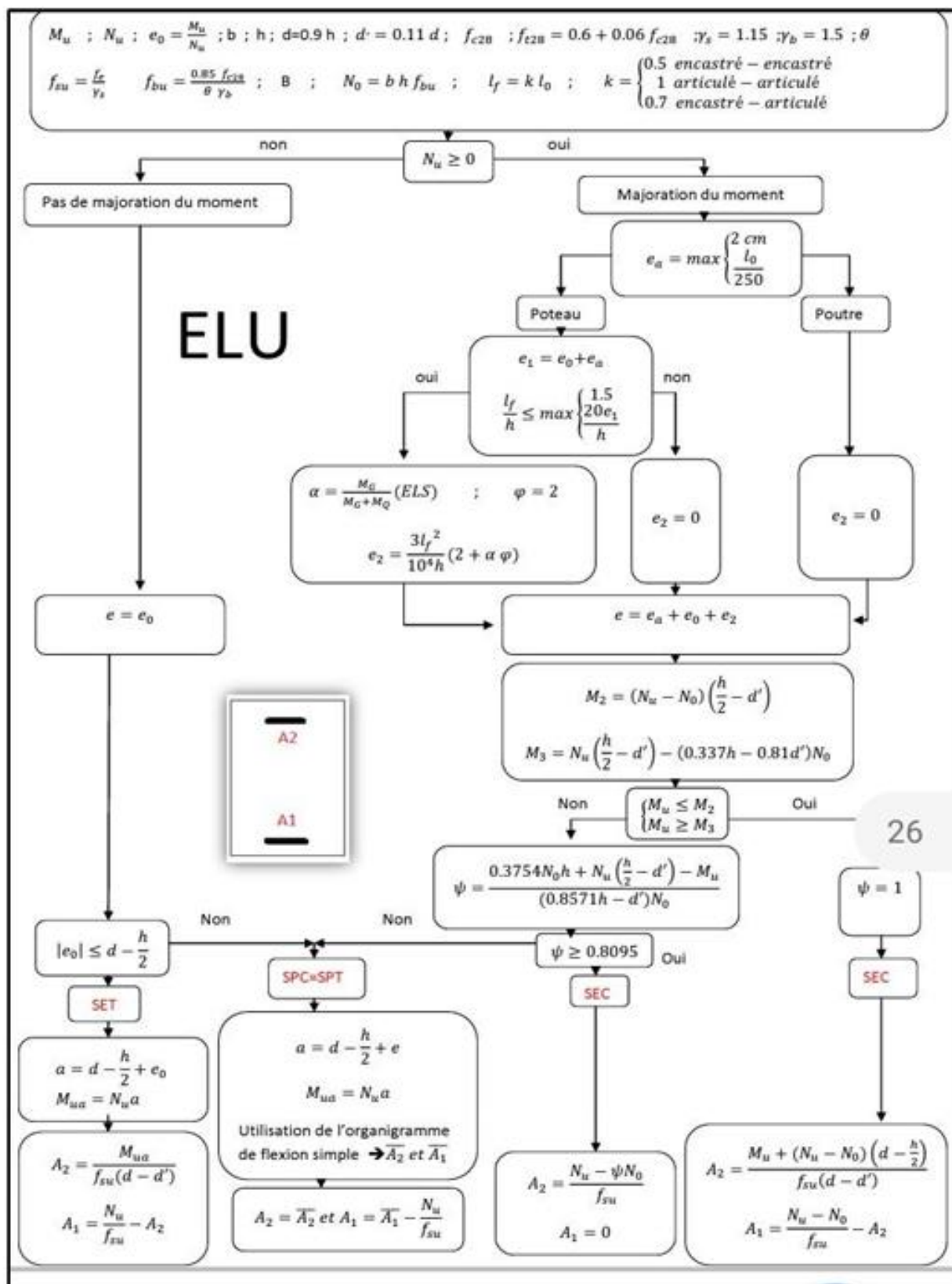
TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT





Annexe 3 : Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000