

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

جامعة سعد دحلب -البليدة-



FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'obtention du diplôme MASTER

Option: Constructions métalliques et mixtes

Thème

Étude d'un bâtiment à usage multiple (R+9) en charpente métallique

Promoteur :

M^r ALLALI SID AHMED

Présenté par :

MOHAMMEDI NACIRA

RAHMANI NOUR ELHOUDA

Promotion-2019/ 2020-

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة، قمنا بدراسة مبنى ذو بنية حديدية (R+9) متكون من طابق أرضي مخصص للتجارة، و تسع أخرى مخصصة للسكن. هذا المبنى سيتم بناءه بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3 طبقا للقوانين الجزائرية المضادة للزلازل.

تم دراسة هذا المشروع بإتباع عدة خطوات حيث تم تقدير الحمولات في البناية بغرض القيام بالتصميم الأولي للهيكل ، بعد ذلك تم انجاز التحليل الديناميكي لدراسة القوى الزلزالية باستخدام قانون المنشآت الزلزالية في الجزائر (RPA99v2003)، يليه التحقق من العناصر الانشائية في المبنى كالأعمدة والعارضات لمقاومة لمختلف الحمولات العمودية والافقية.

وأخيرا تم دراسة كيفية التجميع والربط بين مختلف العناصر المعدنية للمبنى حسب القوانين المعتمدة، مع دراسة الأساسات.

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons étudié un bâtiment en charpente métallique à usage multiple (commerce + habitation) implanté dans la région de BLIDA qui est classée comme une zone de forte sismicité « Zone III » selon le RPA 99 version 2003. Ce dernier est en forme carrée avec des décrochements, il est constitué d'un RDC et de 9 étages.

L'étude de ce projet était effectuée en suivant plusieurs étapes, commençant par l'étude des charges, le pré-dimensionnement des éléments de la structure, l'étude sismique selon le règlement RPA99v2003 en utilisant le logiciel Robot du calcul dynamique, la vérification des éléments de l'ossature, les assemblages et le calcul des fondations.

Toutes les étapes ont été accomplies conformément aux règlements en vigueur tel que : RPA99 version 2003, CCM97, BAEL91, Eurocode.

Abstract

Within the framework of our graduation project, we have studied a building with multiple uses (commercial + residential). The building has a square shape with offsets; it consists of a ground floor and 9 floors. The structure of this building is designed using steel elements, with bracing systems to ensure the stability of the building. This building is located in the BLIDA region, which is classified as a high seismicity zone "Zone III" according to the RPA 99 version 2003. The dimensioning of the structural elements was carried out in accordance with the regulations used in the country such as RPA99 version 2003, CCM97, BAEL91 and Eurocode 3.

This graduation project is subdivided into several chapters, each with a different objective:

The first chapter is a descriptive presentation of the building, presenting the building's dimensions in plan and elevation, presenting the building's structural and non-structural elements and the characteristics of the used materials, as well as the adopted technical regulations.

The second chapter covers the evaluation of the overall stresses generated by the actions of wind and snow where the calculation is carried out in accordance with Algerian regulation of snow and wind "NV99 / V2013".

The third chapter defines the different loads acting on the structure according to the technical regulations DTR .C.2.2. After this, the pre-design of the building's structural elements is presented (structural beams, secondary beams, columns ...) where two phases are considered, the construction phase and the final phase. The calculation were made so the building's elements can resist effectively the different possible loads.

In the fourth chapter, the non-structural secondary elements (the parapet and staircases) are designed and checked. These elements do not participate directly in the resistance of the building against all various loads but they guarantee the usability of the building for the residents.

The fifth chapter presents the modeling and the dynamic analysis of the structure against the various loads, mainly the seismic loads. The aim of this chapter is to define a numerical model of the building that verifies all the requirements of strength and safety imposed by the Algerian earthquake regulations (RPA99 / version 2003). The modeling of the structure was carried out using the software *Robot Structural Analysis* where data from the third chapter are used to design the initial model. Steel bracing systems were later added to the building's model in order to verify all the seismic regulation requirements in terms of stability and strength.

In the sixth chapter, the verification of the structural elements of the building is presented. These calculations require that under all possible combinations of actions, the stability of the structure must be verified, globally at the level of the structure and individually at the level of each element. In order

to guarantee the desired degree of safety, it is therefore necessary to check that all stresses remain below the permissible limits. To ensure this, several types of instability phenomena must be checked.

The seventh chapter is concerned with the verification of the connections of the structure's elements; the main modes of execution of the connections are welded and bolted. In this chapter, there are 4 types of connections: (column-column connection, column-beam connection, bracing system connection, column post base connection) according to the Eurocode 3.

In the last chapter, the design of the foundation is covered, the foundation design should consider the characteristics of the site as well as the characteristics of the building such as weight of the structure. For this project, a ribbed mat foundation is adopted considering the important loads of the building where the design is performed according to the current regulations.

Finally, the dissertation is concluded with a general conclusion covering all the important aspects of this work.

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier « Allah le clément et le miséricordieux » de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Toute notre gratitude à nos chers parents qui ont consacré toutes leurs vies à nous encourager et à croire en nous jusqu'à maintenant. Nous ne pourrions jamais les remercier comme il le faut.

Nous présentons nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr Sid Ahmed ALLALI ici présent, pour les orientations et les conseils qu'il nous a fournis durant l'évolution de notre projet.

Merci à tous les membres des jurys ici présents, d'avoir assisté à notre présentation du projet, et d'avoir examiné le mémoire.

Nous sommes très reconnaissants à notre université et à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Enfin, nous tenons à remercier ceux ou celles qui de près ou de loin nous ont apporté leurs soutiens et leurs encouragements.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: :les caractéristiques de l'acier	7
Tableau I-2: Caractéristiques mécanique	7
Tableau I-3: Les caractéristiques du béton	9
Tableau I-4: Règlements techniques utilisés.....	11
TableauII-1-1: Valeur De S..	12
Tableau II-2-1: valeur de $q_{réf}$	14
Tableau II-2-2 :catégorie du terrain	15
Tableau II-2-3 : Tableau Réduplicatif.	15
Tableau II-2-4 : Défiantes étapes pour avoir le Cd.	16
Tableau II.2.5: Valeurs des pressions C pe pour les différentes zones de la paroi vertical(V1).	17
Tableau II-2-6: Valeurs des pressions C pe pour les différentes zones de la paroi vertical(V1).....	18
Tableau II-2-7: : valeur de W(zj) pour paroi verticale	19
Tableau II.2.8: valeur de W (zj) pour la toiture.....	19
Tableau II-2-9: Tableau Réduplicatif	20
Tableau II-2-10: Défiantes étapes pour avoir le Cd.....	21
Tableau II-2-11: : Valeurs des pressions C pe pour les différentes zones de la paroi vertical (V2) 22.	
Tableau II-2-12: Valeurs des pressions C pe pour les différentes zones de terrasse sous V2.23	
Tableau II-2-13: valeur de W(zj) pour paroi verticale pour V2...	24
Tableau II-2-14: valeur de W (zj) pour la toiture pour V2.....	25
Tableau III-1: charges permanentes de plancher courant	27
Tableau III-2 :charge permanente de la terrasse accessible.....	28
Tableau III-3 : charge permanente de la terrasse inaccessible.....	28
Tableau III-4: Caractéristiques du profilé IPE 180.....	29
Tableau III-5: Vérification de la flexion.....	30
Tableau III-6 : Vérification de l'effort tranchant.....	31
Tableau III-7: vérification de la flèche.....	31
Tableau III-8 : Vérification du déversement	32
Tableau III-9: position de l'axe neutre	33
Tableau III-10: vérification de la flexion	33
Tableau III-11:. vérification de l'effort tranchant.....	33
Tableau III-12:Vérification de la flèche.	34
Tableau III-13: Les vérifications du la phase construction de la solive habitation	35
Tableau III-14: Les vérifications du la phase finale de la solive habitation	36
Tableau III-15: Les vérifications du la phase construction de la solive de plancher terrasse accessible.....	37
Tableau III-16:: Les vérifications du la phase final de la solive de plancher terrasse accessible.....	38
Tableau III-17:Les caractéristiques du profilé IPE 240.....	38
Tableau III-18: Vérification de la flexion.....	40
Tableau III-19 :. Vérification de l'effort tranchant.....	40
Tableau III-20: Vérification de la flèche	40

Liste des tableaux

Tableau III-21: position de l'axe neutre.....	41
Tableau III-22: Vérification de la flexion.....	41
Tableau III-23: Vérification de l'effort tranchant.....	42
Tableau III-24: Vérification de la flèche.....	42
Tableau III-25 Les vérifications du la phase construction de la poutre habitation:	44
Tableau III-26: Les vérifications du la phase finale de la poutre habitation	44
Tableau III-27 : Les vérifications du la phase construction de la poutre de plancher terrasse accessible.....	46
Tableau III-28: Les vérifications du la phase final de la poutre de plancher terrasse accessible.....	46
Tableau III-29 : choix final de la poutre.....	48
Tableau III-30:la charge G cumul epour poteau centrale.	50
Tableau III-31: la charge Q cumule pour poteau centrale	51
Tableau III-32: la charge G cumule pour poteau de rive.....	51
Tableau III-33: la charge Q cumule pour poteau de rive.....	52
Tableau III-34: la charge G pour poteau d'angle.....	52
Tableau III-35 : la charge Q pour poteau d'angle.....	53
Tableau III-36: combinaison de charge a l'ELU.....	53
Tableau III-37: choix du poteau.....	54
Tableau III-38: vérification de flambement.....	54
Tableau III-39: choix de profiles	55
Tableau IV-1-1: Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	60
Tableau IV-1-2: Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.....	63
Tableau IV-1-3: Caractéristiques du profilé IPE 180.....	66
Tableau V-1:Période et facteurs de participation massique du 1 ^{er} modèle.....	80
Tableau V-2: Période et facteurs de participation massique du modèle final.....	81
Tableau V-3 : Vérification de déplacement inter-étage selon l'axe X-X.	82
Tableau V-4: vérification de déplacement inter-étage selon l'axe Y-Y	82
Tableau V-5 : facteur de qualité Q_{xx}	84
Tableau V-6: facteur de qualité Q_{yy}	85
Tableau V-7: la force sismique par la méthode statique équivalente	85
Tableau V-8: JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ	86
Tableau VI-1: Sollicitation du poteau HEA500.....	89
Tableau VI-2 : Sollicitation du poteau HEA450.....	89
Tableau VI-3: Sollicitation du poteau HEA400	89
Tableau VI-4: Résultats de vérification de flambement	91
Tableau VI-5: Résultats De Vérification De Déversement	92
Tableau VI-6: Vérification de la flexion	92
Tableau VI-7 : Vérification de l'effort tranchant.....	93
Tableau VI-8: Vérification de déversement.....	93
Tableau VI-9 : Vérification de la flexion	93
Tableau VI-10: Vérification de l'effort tranchant.....	93
Tableau VI-11 : Vérification de déversement.....	93
Tableau VI-12 : Vérification de la traction simple.....	94
Tableau VI-13: Vérification de la compression simple.....	94

Liste des tableaux

Tableau VI-14: vérification de flambement.....	95
Tableau VI-15 : Les profilés finaux	95
Tableau VII-1: Caractéristiques des boulons.....	96
Tableau VII-2: Normes des dimensions des trous de boulon	96
Tableau VII-3 : Coefficient de frottement μ	97
Tableau VII-4 : valeurs de Facteur de corrélation approprié β_w	97
Tableau VII-5 : valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{mw}	97
Tableau VII-6 : valeurs du coefficient K_s	97
Tableau VII-7 : Position de l'axe neutre	99
Tableau VII-8 :La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	100
Tableau VII-9 : Résistance de l'âme u poteau en traction	100
Tableau VII-10: Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie).....	100
Tableau VII-11 : Cordon de la soudure sur semelle.....	101
Tableau VII-12 : Cordon de la soudure sur âme	102
Tableau VII-13: Vérification de M et N.....	102
Tableau VII-14: Vérification de N et V.....	102
Tableau VII-15: Nombre des boulons	103
Tableau VII-16: Vérification de moment effectif	105
Tableau VII-17 : La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	105
Tableau VII-18 : Résistance de l'âme du poteau en traction	105
Tableau VII-19 : Résistance de l'âme de poteau en compression.....	106
Tableau VII-20 : Résistance de l'âme de poteau au cisaillement	106
Tableau VII-21 : Résistance au cisaillement:	107
Tableau VII-22 : Nombre des boulons.	107
Tableau VII-23: Vérification de la pression diamétrale.	107
Tableau VII-24: Calcul de A_{eff}	110
Tableau VIII-1 : La Répartition Des Efforts Pour Chaque Poteaux.....	116
Tableau VIII-2. Contrainte sous le radier à l'ELU	122
Tableau VIII-3: Contrainte sous le radier à l'ELS.....	123
Tableau VIII-4: Calcul des moments à l'ELU.....	124
Tableau VIII-5: Calcul des moments à l'ELS	124
Tableau VIII-6: Ferrailage des panneaux du radier	125
Tableau VIII-7: Vérification des contraintes à l'ELS	127
Tableau VIII-8: Ferrailage des nervures sens x-x	128
Tableau VIII-9 : Ferrailage des nervures sens y-y	128
Tableau VIII-10: Vérification des contraintes à l'ELS	129
Tableau VIII-11: augmentation des sections d'armatures.....	129
Tableau VIII-12 Vérification des contraintes à l'ELS (correction).:	129
Tableau VIII-13: Choix des armatures transversales	131
Tableau VIII-14 : Calcul du ferrailage du débord.....	132
Tableau VIII-15: Vérifications des contraintes à l'ELS.....	133

Liste des tableaux

LISTE DES FIGURES

Figure I-1:Vue de la façade principale du bâtiment.	3
Figure I-2 : Vue en plan niveau RDC.....	3
Figure I-3 : coupe B-B.....	4
Figure I-4 :. coupe A-A	4
Figure I-5 : Schéma détaillé du plancher collaborant.....	5
Figure I-6 : Diagramme contraintes-déformations d’acier à l’ELU	6
Figure I-7 :. Diagramme contraintes-déformations du béton ELU	10
FigureI-8 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l’ELS.....	10
Figure I-9 : Les caractéristiques des connecteurs.	11
Figure II-2-1: hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.. ...	14
FigureII-2-2: Légende pour les parois verticales.	16
Figure II-2-3 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticale.	17
Figure II-2-4 : légende pour la paroi verticale la toiture (V1).	17
Figure II-2-5: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pressiodynamique	20
Figure II-2-6: Légende pour les parois verticales	22
Figure II-2-7: Sens V_2 de vent.	22
Figure II-2-8: Valeur de C_{pe} pour les parois verticale.	23
Figure II-2-9 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V2).	23
Tableau III-1 : schéma statique de solive	29
Figure III-2: schéma statique de la poutre	38
Figure III-3: Représente les lois de dégression d’un bâtiment.	49
Figure IV-1-1: Caractéristiques d’escalier.....	56
Figure IV-1-2 : schema statique de l’escalier	58
Figure IV-1-3:dimensión de la bande de calcul du ferrailage du escalier	59
Figure IV-1-4: schema statique de l’escalier	62
Figure IV-2-1 : Coupe verticale de l’acrotère.....	67
Figure IV-2-2:Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	68
Figure IV-2-3 : Schémas de ferrailage de l’acrotère	74
Figure V-1: spectre de réponse	78
Figure V-2: Le 1 ^{er} modèle sur Robot	79
Figure V-3:.. Le modèle final sur Robot	80
Figure V-4: La position des contreventements	81
Figure VI-1: Vu Sur Poteau 20	89
Figure VI-2:Vu Sur Poteau 1443	89
Figure VI-3:Vu Sur Le Poteau 1008	89
Figure VI-4 : Vue sur les CV.....	94
Figure VII-1 : Assemblage poteau-poteau.....	98
Figure VII-2 : Distribution des boulons sur la platine d’extrémité	99
Figure VII-3 : Assemblage soudé poutres –platine	91
Figure VII-4: Assemblage Poteau – Poutre	93
Figure VII-5: Distribution des boulons sur la platine d’extrémité	94
Figure VII-6: L’attache de la diagonale 2UPN300-Gousset	106
Figure VII-7: Disposition des boulons.	108
Figure VII-8 : vue sur base poteau	108

Liste ses figures

Figure VII-9 : tige d'ancrage	111
Figure VIII-1 : Semelle isolée sous poteau.....	114
Figure VIII-2 : Semelles filantes sous poteaux.....	115
Figure VIII-3: Radier général nervuré.....	117
Figure VIII-4: Schéma du radier.....	125
Figure VIII-5 : Ferrailage de la dalle du radier sens x-x	127
Figure VIII-6: Ferrailage de la dalle du radier sens y-y	127
Figure VIII-7: Ferrailage des nervures sens x-x	131
Figure VIII-8 : Ferrailage des nervures sens y-y	131
Figure VIII-9: Schéma statique des débords	132
Figure VIII-10 : Ferrailage du débord:	133

Liste de symbole

Liste de symbole :

A	Section brute d'une pièce ;
A_{net}	Section nette d'une pièce ;
A_w	Section de l'âme ;
A_v	Aire de cisaillement ;
C_t	Coefficient de topographie ;
C_r	Coefficient de rugosité ;
$C_{p,net}$	Coefficient de pression nette ;
C_e	Coefficient d'exposition ;
C_d	Coefficient dynamique ;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F	Force en générale ;
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	Charge permanente ;
G_{adm}	L'effort de glissement admissible ;
G_c	L'effort appliqué sur le connecteur ;
I	Moment d'inertie ;
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
K_0	Coefficient de flambement ;
K	Facteur de déformée modale ;
K_t	Facteur de terrain ;
L	Longueur ;
M_{sd}	Moment sollicitant en générale ;
M	Moment fléchissant ;
M_{rd}	Moment résistant ;

Liste de symbole

M_{pl}	Moment plastique ;
M_{cr}	Moment critique ;
$M_{b,rd}$	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,rd}$	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{sd}	Effort normal sollicitant ;
$N_{t,sd}$	Effort normal de traction ;
$N_{c,sd}$	Effort normal de compression ;
N_{pl}	Effort normal plastique ;
$N_{c,rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
P_k	Poids total de la structure ;
Q	Charge d'exploitation ;
R	Coefficient de comportement de la structure ;
S	Surface ;
S	Charge de la neige ;
S_k	Charge de la neige sur le sol ;
V_{sd}	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
$V_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_{ref}	Vitesse de référence du vent ;
W	Pression aérodynamique ;
W_{pl}	Module de résistance plastique ;
W_{el}	Module de résistance élastique ;
D	Diamètre d'une section circulaire ;
F	Flèche ;
f_y	Limite d'élasticité ;
f_u	Résistance à la traction ;
H	Hauteur d'une pièce ;
L	Longueur d'une pièce ;
l_f	Longueur de flambement ;
R	Rayon d'une section circulaire ;

Liste de symbole

T	Épaisseur d'une pièce ;
t_f	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
t_w	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
z	Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	Hauteur équivalente ;
z_{min}	Hauteur minimale ;
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	Facteur de corrélation ;
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent ;
β_j	Coefficient relatif à la liaison ;
γ_M	Coefficient de sécurité ;
λ	Élancement ;
λ_{LT}	Élancement de déversement ;
α	Facteur d'imperfection ;
ϕ	Rotation ;
ϕ_{LT}	Rotation de déversement ;
η	Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
ζ_a	Contrainte de l'acier ;
ζ_b	Contrainte du béton ;
ξ	Pourcentage d'amortissement critique ;
η	Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	Déplacement du aux forces sismique F_i ;
Δ_k	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » ;
M	Coefficient de forme de la charge de neige ;

Table de matière

Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation De L'ouvrage	2
I.3 Conception architectural.....	2
I.4 Caractéristiques géométriques du bloc	2
I.5 Conception Structurelle Du Bâtiment	5
I.6 Règlements Utilisés	11
CONCLUSION	11
Chapitre II : Étude climatique	
II.1 Effet de la neige.....	12
II.1.1 Introduction.....	12
II.1.2 Calcul des charges de la neige.....	12
II.2 Effet du vent.....	12
II.2.1 Introduction	12
II.2.2 Principes du DTR RNV (version 2013)	13
II.2.3 Principes généraux	13
II.2.4 Hypothèses de calcul	14
II.2.5 Direction du vent (v1).....	14
II.2.6 Direction du vent (v2)	20
Conclusion	25
Chapitre III : Prédimensionnement des éléments	
III.1 Introduction.....	26
III.2.1 : Estimation des charges des planchers	27
III.3 Prédimensionnement des solives.....	29
III.3.1 solive de plancher terrasse	29
III.3.2 solive de plancher courant (habitation).....	34
III.3.3 solive de plancher terrasse accessible.....	36
III.4 Prédimensionnement des poutres porteuses.....	38
III.4.1 Poutre porteuses(terrasse).....	38
III.4.2) Poutre porteuses courant.....	43

Table de matière

III.4.3) Poutre porteuses terrasse accessible	44
III.5 LES CONNECTEURS	46
III.6 Pré dimensionnement des poteaux	47
Conclusion.....	55

Chapitre IV : CALCUL DES ELEMETS SECONDAIRES

IV.1 Introduction.....	56
IV.1.1 Les escaliers.....	56
IV.1.2 Vérification de la relation de blondel.....	56
IV.1.3 Evaluation des charges et surcharges.....	57
IV.1.4 calcul de ferrailage.....	57
IV.1.5 La poutre palière.....	57
IV.2 L'acrotère.....	67
IV.2.1 Dimension de l'acrotère.....	67
Conclusion.....	74

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE

V.1 Introduction.....	75
V.2 étude dynamique.....	75
V.2.1 Objectif de l'étude dynamique.....	75
V.2.2 modélisation.....	75
V.2.3 vérification des déplacements inter étages.....	82
V.2.4 estimation de la période fondamentale de la structure.....	83
V.2.5 calcul de la force sismique équivalente.....	83
V.2.6 résultante des forces sismiques de calcul.....	85
V.2.7 justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	86
Conclusion	87

Chapitre VI : VERIFICATION DES ELEMENT PRINCIPAUX

VI.1 Introduction.....	88
VI.2 vérification des poteaux	88
VI.2 .1 vérification du flambement.....	88
VI.2 .2 vérification de déversement.....	91
VI.3 vérification des poutres.....	92
VI.3.1 Poutre principale HEA 500.....	92
VI.3.1.1 Vérification de la flexion.....	92
VI.3.1.2 Vérification de l'effort tranchant.....	92

Table de matière

VI.3.1.3Vérification De Déversement.....	93
VI.3.2 Poutre secondaire HEA 320.....	93
VI.3.2.1Vérification de la flexion.....	93
VI.3.2.2Vérification de l'effort tranchant.....	93
VI.3.2.3 Vérification De Déversement.....	93
VI.3.3 Vérification du contreventement 2UPN 300.....	94
VI.3.3.1 Vérification De La Traction Simple.....	94
VI.3.3.2Vérification De La Compression Simple.....	94
VI.3.3.3Vérification De Flambement	94
Conclusion.....	95

Chapitre VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

VII.1. Introduction.....	96
VII.2 boulonnage.....	2
VII.2.2Coefficient de frottement μ	97
VII.2 .3 Facteur de corrélation approprié β_w	97
VII.2 .4 Coefficients partiels de sécurité γ_{mw}	97
VII.2.5 Coefficients K_s	97
VII.3 assemblage poteau- poteau (HEA500; HEA450).....	97
VII.4 assemblage poutre principale – poteau.....	100
VII.5 Assemblage des éléments de contreventement.....	106
VII.5.1Contreventement en X.....	106
VII.6 assemblage base poteau.....	108
Conclusion.....	112

Chapitre VIII : ETUDE DE FONDATION

VIII .1 Introduction.....	113
VIII .2 classification des fondations.....	113
VIII .3. Calcul des fondations.....	113
VIII 3.1 SEMELLE ISOLEE	113
VIII .3.2 SEMELLE FILANTE.....	115
VIII.3.3 Radier général	117
VIII .3.3.1 Introduction	117
VIII .3.3.2 Pré dimensionnement du radier.....	117

Table de matière

VIII .3.3.3 Dimensionnement des nervures.....	119
VIII .3.3.4 Vérifications Nécessaires.....	120
VIII .3.3.5 Ferrailage du radier.....	123
VIII .3.3.6 Ferrailage des nervures.....	127
Conclusion	133
Conclusion général.....	134
Bibliographie	

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'ingénieur génie civil doit concevoir des structures d'une rigidité appropriée et d'une résistance suffisante, de façon que la construction peut subir des dommages non nuisibles au fonctionnement de l'ouvrage.

De nos jours, l'évolution de l'informatique en termes de logiciels et rapidité de traitement ne cesse de croître permettant une meilleure analyse du comportement des structures sous les sollicitations sismiques et dynamiques.

C'est dans ce contexte, notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique (R+9) avec une terrasse inaccessible, cette construction regroupe des habitations aux étages courant, commerce aux rez-de-chaussée, implanté à wilaya de BLIDA, ce site est classé comme zone sismique « *Zone III* » selon le règlement parasismique algérienne (RPA99/V 2003).

Notre étude se compose de huit (8) chapitres, comme suit :

- Le premier chapitre porte sur la présentation de l'ouvrage, la définition de ses différents éléments et les caractéristiques des matériaux.
- Le deuxième chapitre aborde l'étude de la structure sous les effets de la neige et du vent.
- L'objectif du troisième chapitre est de calculer les éléments principaux (poteaux, poutres et solive).
- L'objectif de quatrièmes chapitres est de calculer les éléments secondaires (escaliers et acrotères).
- Le cinquième chapitre développe l'étude dynamique et la vérification des exigences du règlement.
- Le sixième chapitre s'intéresse à la vérification des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres, système de contreventement).
- Le septième chapitre aborde l'étude et les vérifications des assemblages de la structure
- Le huitième chapitre couvre l'étude des fondations.

Ce mémoire sera clôturé finalement par une conclusion générale.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. 1) Introduction :

Ce chapitre est consacré à des généralités, il présente le Bloc à étudier couvrant des points comme le type de la structure et ses éléments structuraux et secondaires, il donne des définitions des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude et il présente finalement les propriétés des matériaux utilisés dans ce projet.

I. 2) Présentation De L'ouvrage :

Ce projet a pour but d'étudier et de vérifier un bloc (**R+9**) implanté dans une zone sismique de classe « **zone III** » selon le règlement parasismique algérien RAP99V2003, ce bloc est composé de:

- RDC à usage **commercial**.
- Les étages courants à usage **habitation**.
- Deux types de terrasse (une terrasse inaccessible et une partie accessible)

I.3) Conception architectural :

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 9 étages

- Le RDC à usage commercial et 8 locaux et d'habitation type F_3
- Le premier étage à usage d'habitation contient 4 logements de type F_3

($F_3A_1 = S = 68.74m^2$; $F_3A_2 = S = (68.30 m^2)$) et contient une terrasse accessible.

- de 2^{ème} étage au 9^{ème} étage à usage habitation (chaque étage contient 4 logement de type F_3)
- Une terrasse inaccessible.

I.4) Caractéristiques géométriques du bloc :**➤ Dimension en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... $H_t = 34.45m$
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère..... $H_t = 35.35m$
- Hauteur d'étages courant..... $H = 3.40m$
- Hauteur du Rez-de-chaussée..... $H = 3.85m$

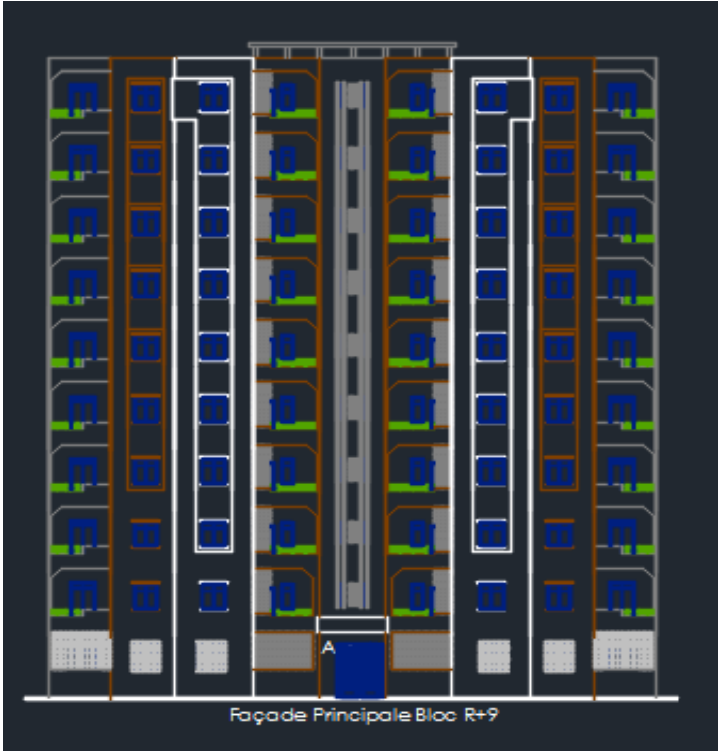


Figure I -1): Façade principale.

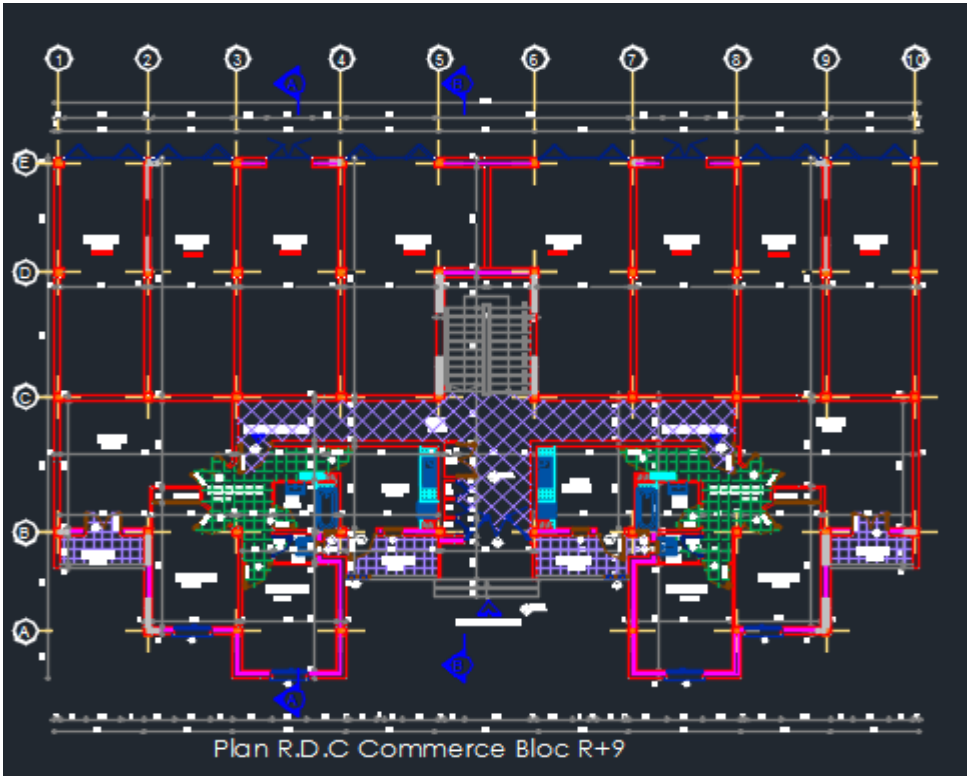


Figure I-1) : Vue en plan niveau RDC

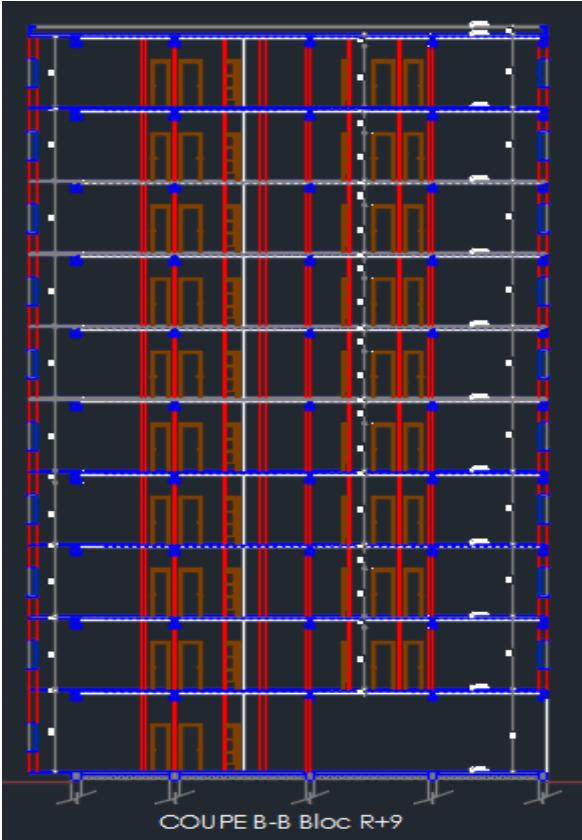


Figure I-3) : coupe B-B

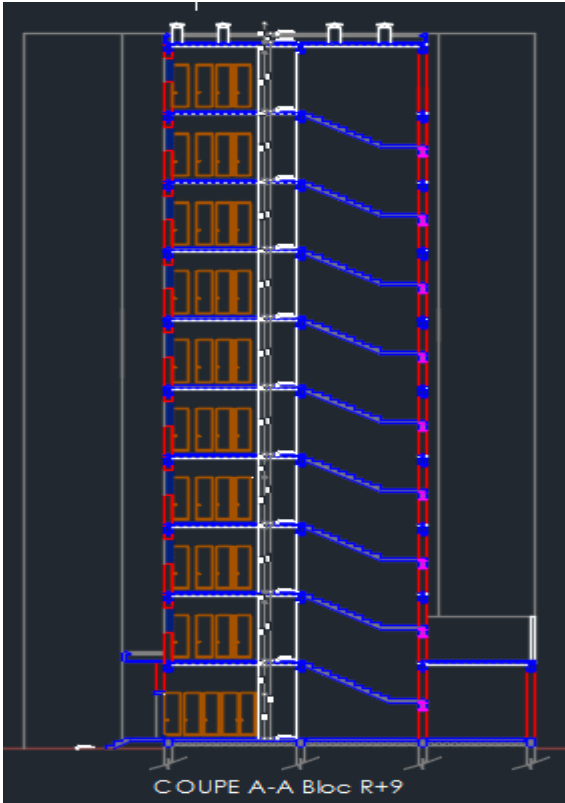


Figure I-4) : coupe A-A

➤ **Dimensions en plan :**

- Longueur du bâtiment..... $L_y=18.3$ m
- Largeur du bâtiment..... $L_x=28.8$ m

➤ **Classification Du Bâtiment Selon Art [2]**

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le " **groupe 2**".

I.5) Conception Structurale Du Bâtiment :

Dans la conception structurale on désigne 2 types des éléments :

- Des éléments horizontaux.
- Des éléments verticaux.

• **Éléments horizontaux:**

◆ Planchers collaborant

Les planchers collaborant dont lesquelles la dalle de béton et le bac d'acier participent ensemble à la résistance du bâtiment.

- Les bacs aciers sont de type HiBond55.
- L'épaisseur total de la dalle BA est 15 cm.
- Les plancher reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La connexion entre le plancher et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

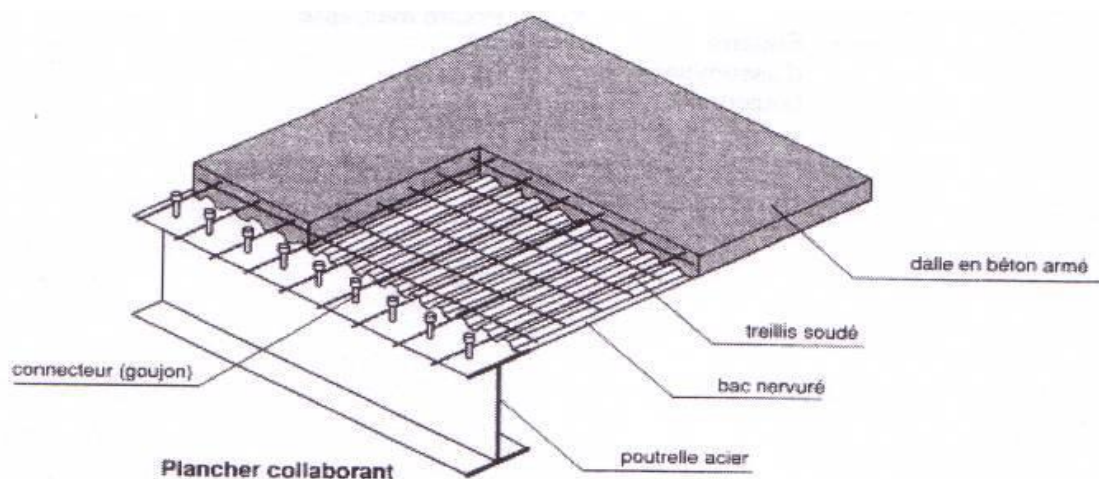


Figure I -5):Schéma détaillé du plancher collaborant.

- **Éléments verticaux:**

- ◆ **Les poteaux**

Ce sont des éléments en charpente métallique qui sont généralement des profilés HEA.

- ◆ **Les contreventements**

Ils reprennent les charges horizontales dues au séisme et aux vents

- ◆ **Les escaliers**

Les escaliers permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Pour notre projet, les escaliers sont en béton armé. Pour chaque étage les escaliers composent de deux volets de marches.

- ◆ **Les gardes – corps métallique :**

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'un garde – corps :

- La main courante
- Les montants, qui peuvent être constitués :
 - D'un plat épais soudé sur platine
 - De deux plats moisés
 - De tubes ronds ou carrés.
- L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'une tôle d'acier perforée pleine ou de métal déployé.
- Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carrés ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox.

- ◆ **Maçonnerie**

- **Murs intérieurs** : Sont des briques creuses de 10cm.

- **Murs extérieurs** : Sont des murs en verre doubles parois 5+15cm séparer par un espace de 3cm. Ils comportent une structure en aluminium connectée à la structure.

- **Matériaux utilisés**

3 critères vont être respectés :

- ◆ Résistance.
- ◆ Disponibilité.
- ◆ Economie

1) L'acier :

L'acier est un alliage composé de fer et un faible taux de carbone il est nécessaire pour reprendre les efforts de traction et limiter les fissurations.

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Tableau I-(1): Les caractéristiques de l'acier.

La limite élastique	$F_y=235 \text{ MPA}$
La résistance à la traction	$F_u = 360 \text{ MPA}$
Le module de Young	$E = 210\,000 \text{ MPA}$
Le coefficient de poisson	$\nu = 0,3.$
Module de cisaillement	$G = E/(2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPA}$

- **Acier d'armature**

On distingue les aciers selon leurs nuances et leurs états de surface, on a :

- ◆ Ronds lisses.
- ◆ Hautes adhérences.
- ◆ Treillis soudés.

Tableau I-(2) : Caractéristiques mécanique

Caractéristique	Nuance	Limite d'élasticité
Haut adhérence	Fe E 400	400

- ❖ **L'état limite ultime (ELU)**

Le diagramme déformations ϵ_s contraintes σ_s à considérer pour l'application de l'état limite ultime de résistance est conventionnellement défini ci-après.

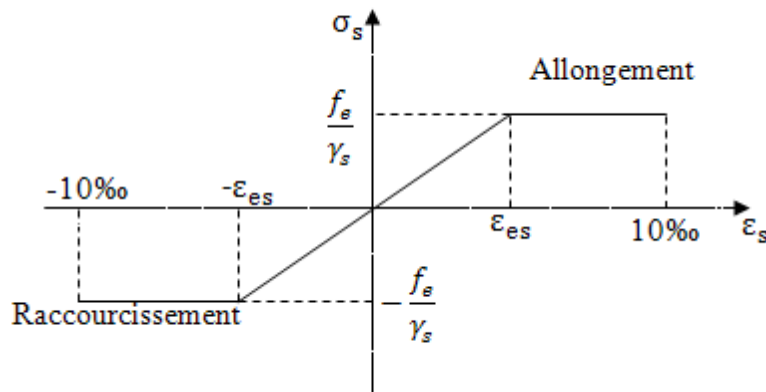


Figure -6): Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU.

Tel que :

- f_e : Contrainte limite élastique.
- ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \Delta L / L$

$\epsilon_{es} = f_e / E_{sys}$

ζ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \zeta_s f_e$

- $\gamma_s =$
 - 1,15 cas de situation durable
 - 1,00 cas de situation accidentelle

❖ A l'état limite de service (ELS)

C'est la vérification des contraintes à l'état limite de service, c'est aussi l'état où nous faisons des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e \left| \max\left\{ \frac{240 \text{ MPA}}{110 \sqrt{\eta} f_{t28}} \right\} \right.\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(12 f_e ; 110 \eta)$

Avec :

- ϵ : Coefficient de fissuration
- $\epsilon = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.
- $\epsilon = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

2) Béton :

❖ Les caractéristiques du béton :

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

Résistance de la traction et compression

Tableau I-(3) :Les caractéristiques du béton

Résistance à la compression f_{c28} (MPa)	Résistance à la traction f_{t28} (MPa)
25	2,1

❖ **Etat limite ultime (ELU)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique, au-delà de cette limite il y aura ruine de l'ouvrage.

$$\sigma = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- Le coefficient θ : est fixé à
 - ✓ $\theta=1$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h
 - ✓ $\theta=0,8$ Lorsque la durée est comprise entre 1h et 24h
 - ✓ $\theta=0$, Lorsqu'elle est inférieure à 1h.
- f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.
- θ , : coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :
 - $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires
 - $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles

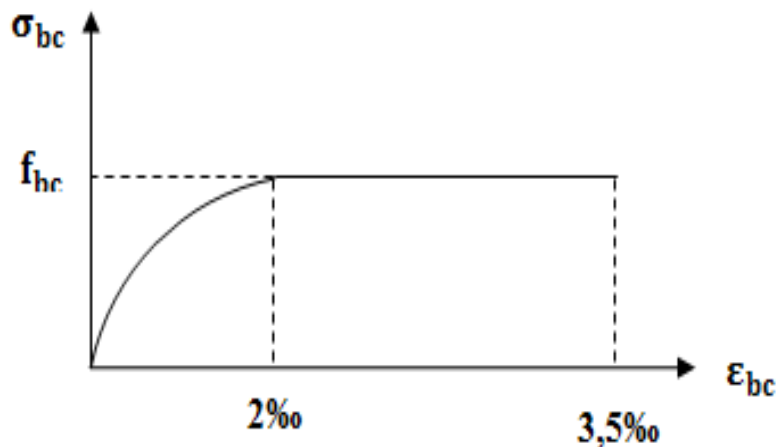


Figure I- 7): Diagramme contraintes-déformations du béton ELU.

❖ Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. Il y'a :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte de compression du béton est limitée à $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

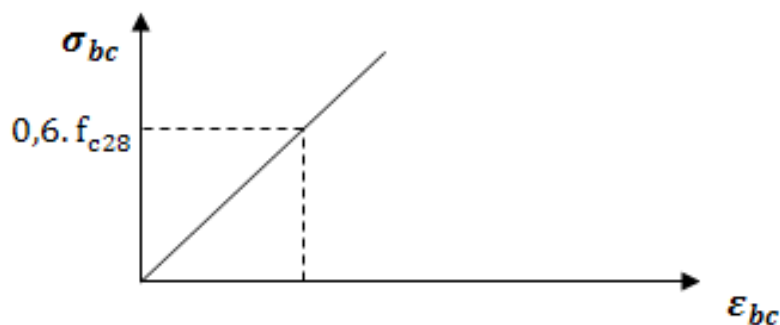


Figure I-8): Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

3) Les connecteurs :

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs. Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Des types de connecteurs principaux sont disponibles :

- Les goujons soudés.
- Connecteurs robinson
- Les connecteurs cloués
- Equerres
- Plats
- Crochets

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage. (Voir figure ci-dessous).



Figure I-9): Les caractéristiques des connecteurs.

I.6 Règlements Utilisés :

Tableau I (4): Règlements techniques utilisés.

Types de règlement	
RNV2013	règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges

Conclusion :

Après avoir présenté l'ouvrage, citer les caractéristiques des matériaux, on peut entamer le chapitre étude climatique des éléments en suivant les hypothèses et règles de calcul indiqués dans le présent chapitre

CHAPITRE II

ETUDE CLIMATIQUE

II.1 Effet de la neige

II.1 .1 Introduction :

Le règlement RNV99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale 2000m.

II.1.2 Calcul des charges de la neige :« S »

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante :

- $S = \mu \times S_k[2]$ (§3.1.1)
- S_k (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol. [2] (§4)
- μ : est un coefficient d'ajustement de charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme. [2] (§6)

Le bâtiment se situe à Blida zone 'A' Groupe de commune I.

La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivantes :

- H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer H = 229m
- $S_k = \frac{0,07 \cdot H + 10}{100}$
- $S_k = 0,3103 \text{ KN/m}^2$
- $\mu = 0,8$ (Toiture plate) :
- $S = 0,8 \times 0,3103$
- **$S = 0,24824 \text{ KN/m}$.**

Tableau II-1.1: Valeur De S.

zone	H (m)	μ	S_k (KN/m ²)	S(KN/m ²)
A	229	0,8	0,3103	0,24824

II.2 Effet du vent

II.2.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au règlement neige et vent version 2013, Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination

des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

II.2.2 Principes du DTR RNV (version 2013) :

- ✓ Le règlement impose d'étudier le vent de toutes les parois de la structure.
- ✓ Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

II.2.3 Principes généraux (chap1 §1.4)

- **Modélisation de l'action du vent**
 - Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions fixes variables.
 - L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de pression ou de force.
 - L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces extérieures et intérieures.
 - L'action du vent peut aussi être tangentielle (forces de frottement)
 - **Notation**
 - **C_t**: Coefficient de topographie.
 - **Q_{réf}** : la pression dynamique de référence
 - **V_{réf}** : la vitesse de référence du vent
 - **K_T** : Facteur de terrain
 - **Z₀** : Paramètre de rugosité
 - **Z_{min}** : hauteur minimale
 - **ζ** : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d
 - **C_r** : Coefficient de rugosité
 - **C_d** : Coefficient dynamique
 - **C_e** : Coefficient d'exposition
 - **P_{dyn}** : pression dynamique
 - **C_{pe}** : Coefficient de pression extérieur
 - **C_{pi}** : Coefficient de pression intérieur

II.2.4 Hypothèses de calcul :

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

❖ **Données relatives au bâtiment**

- Longueur : $L=18.3$ m
- Largeur : $b=28.3$ m
- Hauteur : $h=34.45$ m

❖ **Pression dynamique de pointe :**

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ a une hauteur de référence z_e et donnée par :

$$Q_p(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e)$$

❖ **Pression dynamique de référence $q_{réf}$:**

Tableau II.2.1: valeur de $q_{réf}$.

	$q_{réf}$ (N/m ²)	$V_{réf}$ (m/s)
Zone	375	25

II.2.5 Direction du vent (v1) :

- $b=18.3$ m, $h=34.45 \rightarrow b < h < 2b$

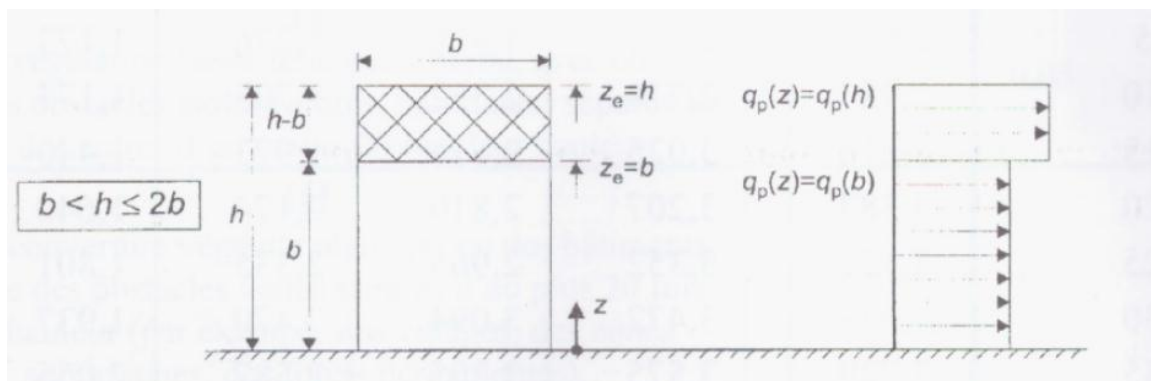


Figure II.2.1: hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

❖ **Coefficient d'exposition**

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

$$C_e(z_e) = C_t(z_e) * C_r(z_e) * [1 + 7I_v(z_e)]$$

Tableau II.2.2:catégorie du terrain.

Catégorie du terrain	K_t	Z_0 [m]	Z_{min} [m]	ϵ
IV Zone a ouverture végétale régulière ou des bâtiments ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leurs hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des fores permanentes.	0.234	1	10	0.67

Tableau II.2.3: Tableau Réductif.

Paramètres	Formules	Z(m)	Résultats
Coefficient de rugosité	$C_r(z) = K_t \times \ln \frac{z}{z_0}$	Z=h=34.45	1.019
		Z=b=18.3	0.883
Intensité de turbulence	$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})}$	Z=h=34.45	0.210
		Z=b=18.3	0.243
Coefficient de topographie	$C_t(t) = 1$ pour $\phi < 0.05$	Z=h=34.45	1
		Z=b=18.3	1
Coefficient d'exposition	$C_e(Z_e) = C_t(Z_e) * C_r(Z_e) * [1 + 7I_v(Z_e)]$	Z=h=34.45	2.516
		Z=b=18.3	2.384
Pression dynamique de pointe	$Q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$	Z=h34.45	943.5
		Z=b=18.3	894

❖ **Coefficient dynamique C_d**

Tableau II.2.4: Défiantes étapes pour avoir le C_d

Paramètres	Formules	Résultants
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z_{eq}) = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^\epsilon$	102.60
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{h+b}{L_i(z_{eq})} \right)^{0.63}}$	0.628
N_{lx}	$N_{lx} = 46/h$	1.335
Δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	0.05
$V_m(Z_{eq})$	$V_m = C_t(z_e) \times C_r(z_e) \times V_{réf}$	25.475
N_x	$N_x = \frac{n_{lx} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	5.376
R_n	$R_n = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 1.02 \times N_x)^{5/3}}$	1.621

H	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{I_i(z_{eq})}$	4.410
	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{I_i(z_{eq})}$	8.303
R _{HB}	$R_b = \frac{1}{n_b} - \left(\frac{1}{2n_b}\right) \times (1 - e^{-2n_b})$	0.113
	$R_h = \frac{1}{n_h} - \left(\frac{1}{2n_h}\right) \times (1 - e^{-2n_h})$	0.060
R ²	$R^2 = \left(\frac{\pi^2}{2 \times \delta}\right) \times R_n \times R_h \times R_b$	1.084
V	$V = n_{lx} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0,08$	1.062
G	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	3.760
I _v (z _{eq})	$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}}$	0.210
C _d	$C_d = \frac{1 + 2g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_{eq})}$	1.24

❖ Coefficient de pression extérieure C_{pe}

a) **Paroi verticale (V1):** Cas de vent perpendiculaire au largeur du bâtiment

- b = 18.3 m ; d = 28.8m ; h = 34.45m e = min (b ; 2h) = min (18.3 ; 2×34.45).
- d > e, alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :



Figure II.2.2: Légende pour les parois verticales

Tableau II.2.5: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi vertical(V1).

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A	126.087	-1
B	504.348	-0.8
C	361.725	-0.5
D	630.435	+0.8
E	630.435	-0.3

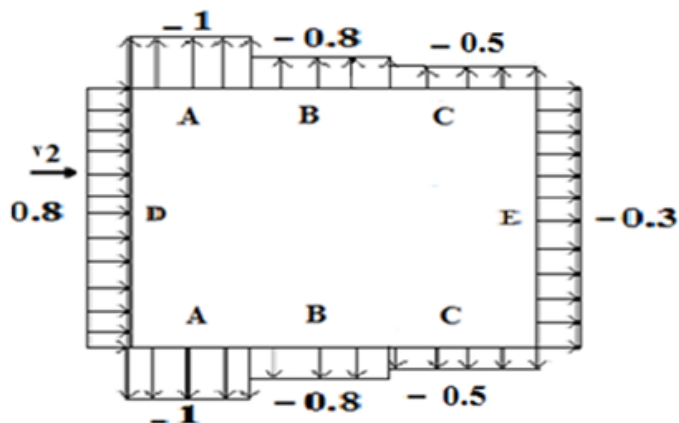


Figure II.2.3: Valeur de C_{pe} pour les parois verticale

a) **Toiture :**

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.4m$ nous avons une toiture plate

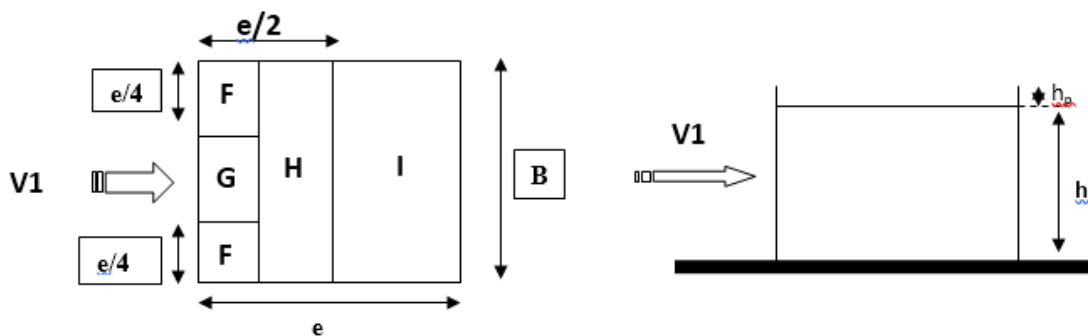


Figure II.2.4: légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

D'après le tableau (5.2 ; chap5 ; ART[3]) on a : $h_p / h = 0.011$

Tableau II.2.6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1.

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
F	8.37225	-1.2
G	16.7445	-1.1
H	133.965	-0.7
I	359.595	-0.2

❖ **Coefficient de pression intérieure C_{pi} :**

a) Paroi verticale :

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p . On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

✓ Deux cas possible :

1. Lors réalisation (poteau poutre sans murs)

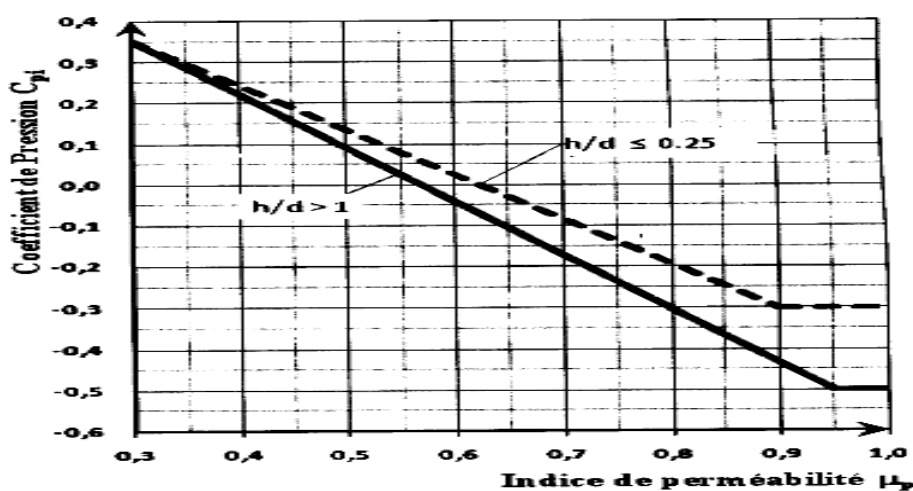
✓ $\mu_{p1} = 1$

2. Fin de réalisation (toutes les ouvertures fermées)

✓ $\mu_{p2} = 0.3$

$$\frac{h}{d} = \frac{34.45}{28.8} = 1.19 > 1$$

D'après la figure 5.14, chap5, page 97 ,ART[3] : les valeurs de C_{pi} sont :



⇒ $C_{pi1} = -0.5$

⇒ $C_{pi2} = +0.35$

b) Toiture :

✓ Deux cas possible :

3. Lors réalisation (poteau poutre sans murs)

$$\mu_{p1} = 1$$

4. Fin de réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\mu_{p2} = 0.3$$

$$\frac{h}{d} = \frac{0,4}{28.8} = 0.013m < 0.25$$

D'après la figure 5.14, chap5, page 97, ART[3] : les valeurs de C_{pi} sont :

$$\Rightarrow C_{pi1} = -0.3$$

$$\Rightarrow C_{pi2} = +0.35$$

❖ La pression aérodynamique

$$W(z_j) = q_p(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

a) Paroi verticale :

Tableau II.2.7: valeur de W(zj) pour paroi verticale.

zone	Z(m)	$q_p(ze)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_j)$ [N/m ²]	
A	34.45	943.5	-1	-0.5	+0.35	-471.75	-1273.725
	18.3	894				-447	-1206.9
B	34.45	943.5	-0.8	-0.5	+0.35	-283.05	-1085.025
	18.3	894				-268.2	-1028.1
C	34.45	943.5	-0.5	-0.5	+0.35	0	-801.975
	18.3	894				0	-759.5
D	34.45	943.5	+0.8	-0.5	+0.35	1226.55	424.575
	18.3	894				1162.2	402.3
E	34.45	943.5	-0.3	-0.5	+0.35	188.7	-613.275
	18.3	894				178.8	-581.1

b) Toiture :

Tableau II.2.8: valeur de W (zj) pour la toiture.

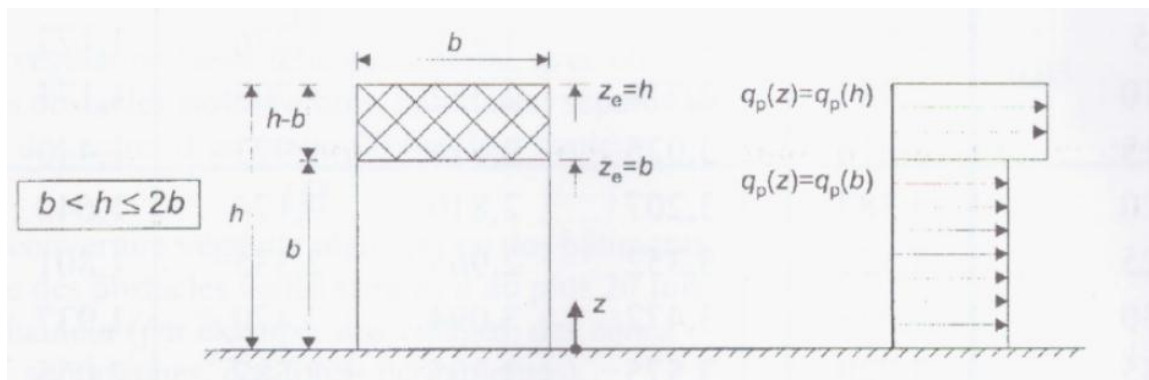
zone	$q_p(ze)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_j)$ [N/m ²]	
F	943.5	-1.2	+0.35	-0.3	-1462.425	-849.15
	894				-1385.7	-804.6
G	943.5	-1.1	+0.35	-0.3	-1368.075	-754.8
	894				-1296.3	-715.2
H	943.5	-0,7	+0.35	-0.3	-990.675	-377.4
	894				-938.7	-357.6
I	943.5	∓0.2	+0.35	-0.3	-518.925	471.75
	894				-491.7	447

II.2.6 Direction du vent (v2) :

$b=28.8\text{ m}, h=34.45 \rightarrow b < h < 2b$

Figure II.2.5: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Tableau II.2.9 : Tableau Réduplicatif



Paramètres	Formules	Z(m)	Résultats
Coefficient de rugosité	$C_r(z) = K_t \times \ln \frac{z}{z_0}$	Z= h = 34.45	1.019
		Z= b =28.8	0.981
Intensité de turbulence	$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})}$	Z=h=34.45	0.210
		Z=b=28.8	0.219
Coefficient de topographie	$C_r(t) = 1$ pour $\phi < 0.05$	Z=h=34.45	1
		Z=b=28.8	1
Coefficient d'exposition	$C_e(Z_e) = C_t(Z_e) * C_r(Z_e) * [1 + 7I_v(Z_e)]$	Z=h=34.45	2.516
		Z=b=28.8	2.484
Pression dynamique de pointe	$Q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$	Z=h=34.45	943.5 (N/m²)
		Z=b=28.8	931.5 (N/m²)

❖ Coefficient dynamique C_d

Tableau II.2.10 : Défiantes étapes pour avoir le Cd.

Paramètres	Formules	Résultats
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z_{eq}) = 300 \left(\frac{z}{200} \right)^\varepsilon$	102.6
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{h+b}{L_i(z_{eq})} \right)^{0.63}}$	0.361
N_{lx}	$N_{lx} = 46/h$	1.335
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	0.05
$V_m(Z_{eq})$	$V_m = C_t(z_e) \times C_r(z_e) \times V_{réf}$	64.1
N_x	$N_x = \frac{n_{lx} \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	2.137
R_n	$R_n = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 1.02 \times N_x)^{5/3}}$	2.113
η	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{l_i(z_{eq})}$	2.759
	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{l_i(z_{eq})}$	3.3
R_{HB}	$R_b = \frac{1}{n_b} - \left(\frac{1}{2n_b} \right) \times (1 - e^{-2n_b})$	0.182
	$R_h = \frac{1}{n_h} - \left(\frac{1}{2n_h} \right) \times (1 - e^{-2n_h})$	0.152
R^2	$R^2 = \left(\frac{\pi^2}{2 \times \delta} \right) \times R_n \times R_h \times R_b$	33.28
V	$V = n_{lx} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0,08$	2.22
G	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	3.95
$I_v(z_{eq})$	$(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}}$	0.210
C_d	$I_v C_d = \frac{1 + 2g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_{eq})}$	22.75

❖ Coefficient de pression extérieure C_{pe}

a) **Paroi vertical (V2):** Cas de vent perpendiculaire au largeur du bâtiment

- $b = 28.3 \text{ m}$; $d = 18.3 \text{ m}$; $h = 34.45 \text{ m}$ $e = \min (b ; 2h) = \min (28.3 ; 2 \times 34.45)$.
- $d < e$, alors la paroi est divisée A', B', , D, E qui sont données par la figure suivants :

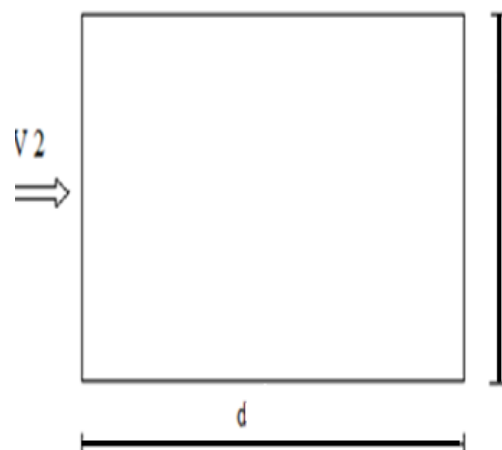
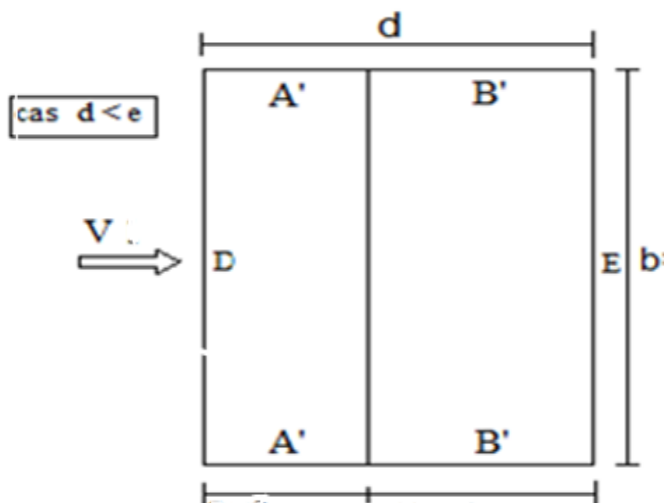


Figure II.2.6:Légende pour les parois verticales.

Figure II.2.7: Sens V2 de vent.

Tableau II.2.10 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi vertical(V2).

Zone	$S > 10 \text{ m}^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A'	198.432	-1
B'	432.003	-0.8
D	992.16	+0.8
E	992.16	-0.3

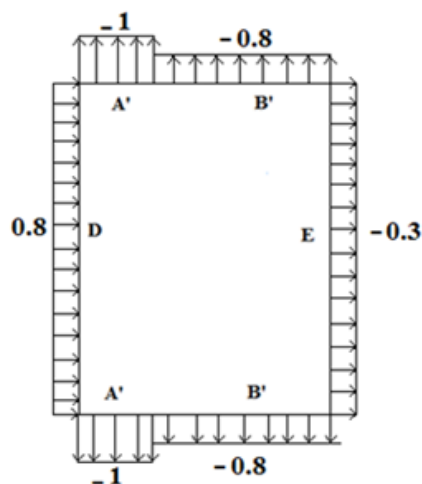


Figure II.2.8: Valeur de C pe pour les parois verticale.

a) Toiture :

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.4m$ nous avant une toiture plate

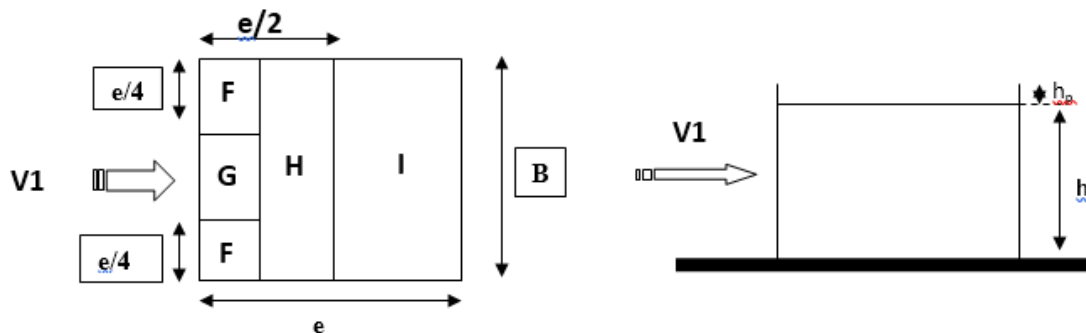


Figure II.2.8: Légende pour la paroi verticale la toiture (V2).

D'après le tableau (5.2 ; chap5 ; ART[3]) on a : $h_p / h = 0.011$

Tableau II.2.11 : Valeurs des pressions C pe pour les différentes zones de terrasse sous V2.

Zone	$S > 10m^2$	C_{Pe}
		C_{Pe10}
F	20.736	-1.6
G	41.472	-1.1
H	331.776	-0.7
I	414.72	∓ 0.2

❖ Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

a) Paroi vertical :

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p . On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\circ \mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Deux cas possible :

1. Lors réalisation (poteau poutre sans murs)

$$\checkmark \mu_{p1} = 1$$

2. Fin de réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\checkmark \mu_{p2} = 0.3$$

$$\frac{h}{d} = \frac{34.45}{18.3} = 1.8 > 1$$

D'après la figure 5.14, chap5, page 97, ART[3] : les valeurs de C_{pi} sont :

$$\checkmark c_{pi1} = -0.5$$

$$\Rightarrow c_{pi2} = +0.35$$

b) Toiture :

Deux cas possible :

1. Lors réalisation (poteau poutre sans murs)

$$\checkmark \mu_{p1} = 1$$

2. Fin de réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$\checkmark \mu_{p2} = 0.3$$

$$\frac{h}{d} = \frac{0,4}{18.3} = 0.021m < 0.25$$

D'après la figure 5.14, chap5, page 97, ART[3] : les valeurs de C_{pi} sont :

$$\checkmark c_{pi1} = -0.3$$

$$\Rightarrow c_{pi2} = +0.35$$

❖ **La pression aérodynamique**

$$W(z_j) = q_p(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

a. **Paroi verticale**

Tableau II.2.12 : valeur de $W(z_j)$ pour paroi verticale pour V2

zone	Z(m)	$q_p(ze)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_j)$ [N/m ²]	
A'	28.8	931.5	-1	-0.5	+0.35	-465.75	-613.275
	34.45	943.5				-471.75	-613.275
B'	28.8	931.5	-0.8	-0.5	+0.35	-279.45	-419.175
	34.45	943.5				-283.05	-424.575
D	28.8	931.5	-0.5	-0.5	+0.35	0	-139.725
	34.45	943.5				0	-141.525
E	28.8	931.5	-0.3	-0.5	+0.35	186.3	-605.475
	34.45	943.5				188.7	-613.275

b. Toiture

Tableau II.2.13 : valeur de $W(z_j)$ pour la toiture pour V2

Zone	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_j)$ [N/m ²]	
F	931.5	-1.6	+0.35	-0.3	-1816.425	-1210.95
	943.5				-1839.825	-1226.559
G	931.5	-1.1	+0.35	-0.3	-1350.675	-745.2
	943.5				-1368.075	-754.8
H	931.5	-0,7	+0.35	-0.3	-978.075	-372.6
	943.5				-990.675	-377.4
I	931.5	±0.2	+0.35	-0.3	-139.725	465.75
	943.5				-141.525	471.75

II.2.7 Calcul des forces de frottement [2] (chap.2 §2.6.3)

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

- **Condition à vérifier**

- $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$.

- **Direction V1**

- $2(28.8 \times 34.45) \leq 4(2(18.3) \times 34.45)$

- $1984.32 \leq 5043.48$ la condition est vérifiée.

- **Direction V2**

- $2(18.3 \times 34.45) \leq 4(2(28.8) \times 34.45)$

- $1260.87 \leq 7937.28$ la condition est vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

Conclusion :

Les résultats obtenus (charges du vent et neiges) sont prises en compte dans le dimensionnement et les vérifications des éléments structuraux de notre bâtiment

CHAPITRE III

PRE DIMENSIONNEMENT DES

ELEMENTS

III.1. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des éléments résistants de notre structure, qui sont éléments porteurs: Les solives, les poutres et les poteaux. Cela se fait à l'état limite ultime par le critère de la résistance et de la flèche.

- **On fait le calcul du plancher collaborant pour deux types différents :**

1^{ère} manière : plancher en charpente sans interaction du béton, l'acier travaille seul.

2^{ème} manière : calcul du plancher en section mixte, c'est à dire avec interaction du béton.

- **Plancher collaborant (plancher mixte)**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases

- **Phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction :

- ✓ Poids propre du profilé
- ✓ Poids propre du béton frais
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier)

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale

- ✓ Poids propre du profilé
- ✓ Poids propre du béton
- ✓ Surcharge d'exploitation
- ✓ Finition

a) Largeur de la dalle collaborant (Largeur effective) :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes vigueur:

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} \quad \text{avec } l_0 : \text{Langueur libre d'une poutre} \\ \quad \quad \quad \text{simplement appuie} \\ b \quad \quad \quad b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

▪ **Classification des sections transversales selon le CCM97 :**

Utilisation de CCM97 a proposé la nuance minimale ($F_y = 235\text{N/mm}^2$)

b) Coefficient partiel de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris, égal aux valeurs suivantes

- ✓ Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$.
- ✓ Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$.
- ✓ Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$.
- ✓ Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$.

c) Sollicitation de calcul

- ✓ Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

III.2.1 : Estimation des charges des planchers

➤ **Charges permanentes « G » : (DTR B.C 2.2)**

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage

Plancher courant :

Tableau III. (1) : charges permanentes de plancher courant.

Type	ρ (KN/m ³)	ép(m)	G (KN/m ²)
1 Cloison	/	0.1	1
2 Mortier de pose	20	0.02	0.4
3 Revêtement en carrelage	/	0.02	0.405
4 Faux plafond	/	/	0.3
5 Dalle BA	25	0.15	3.75
6 Bac d'acier	/		0.12
7 Climatisation	/	/	0.4
G = 6.4			

1) Plancher terrasse accessible :**Tableau III (2):** charge permanente de la terrasse accessible.

Type	ρ (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1 Etanchéité multi couche	/	0.02	0.12
2 Mortier de pose	20	0.02	0.4
3 Revêtement en carrelage	/	0.02	0.405
4 Faux plafond	/	/	0.3
5 Dalle BA	25	0.15	3.75
6 Bac d'acier	/	/	0.12
7 Climatisation	/	/	0.4
8 Isolation thermique	4	0.04	0.16
9 Gravions de protection	/	0.04	0.8
10 Béton en forme de pente 1%	/	/	2.2
			G = 7.89

3) Plancher terrasse inaccessible :**Tableau III (3) :** charge permanente de la terrasse inaccessible.

Type	ρ (KN/m ³)	ép(m)	G (KN/m ²)
1 Etanchéité multi couche	/	0.02	0.12
2 Faux plafond	/	/	0.3
3 Dalle BA	25	0.15	3.75
4 Bac d'acier	/	/	0.12
5 Climatisation	/	/	0.4
6 Isolation thermique	4	0.04	0.16
7 Gravions de protection	/	0.04	0.8
8 Béton en forme de pente 1%	/	/	2.2
			G = 7.85

4) Surcharge d'exploitation « Q » :

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitaient ou fréquents l'immeuble. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique [DTR BC 2.2] :

- Plancher terrasse inaccessible 1KN/m²
- Plancher terrasse accessible1.5 KN/m²
- Plancher courant (habitation)1.5 KN/m²
- Plancher courant (commerce)..... 5 KN/m²
- Escalier 2.5 KN/ m²

- Balcon 3.5 KN/m²

III.3 –Pré-dimensionnement des solives

- **Les solives :**

Les solives sont généralement des profilés en IPE ou IPN dont leur espacement est compris entre 1,5m et 4m selon le type du bac d'acier utilisé. On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

III.3.1 solive de plancher terrasse

- Schéma statique de la solive :

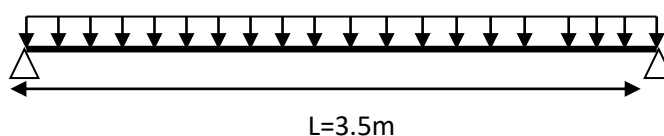


FIGURE III (1) : schéma statique de solive

- Pré-dimensionnement : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$ [(DTR B.C 2.2)]

L : La portée de la solive.

On opte une section de classe 1.

$$\frac{3500}{25} \leq h \leq \frac{3500}{15}$$

$$140\text{mm} \leq h \leq 233\text{mm}$$

On choisit : IPE180

Tableau III(4) : Caractéristiques du profilé IPE 180

Désignation	Poids G Kg/ m	Section A cm ²	Dimensions			Caractéristiques						
			H M m	B Mm	Tf Mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	iy cm	iz cm	Av _z cm ²
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	1317	100.9	166.4	34.60	7.42	2.05	1125

▪ Phase de construction

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :

- ✓ Poids propre du profilé..... $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$.
- ✓ Poids propre du béton frais $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Bac d'acier (HB 55) $G_{bac} = 0,12 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m.

▪ Combinaisons des charges

- ✓ **ELU** : $q_u = 1,35.g_p + (1,35.(G_b + G_{HB})) + 1,5.Q \times 1,5$
 $q_u = 1,35 \times 0,188 + (1,35 \times 3,87 + 1,5 \times 0,75) \times 1,5$
 $q_u = 9,78 \text{ KN/m}$
- ✓ **ELS** : $q_{ser} = g_p + (G_b + Q) \times 1,5$
 $q_{ser} = 0,188 + (3,87 + 0,75) \times 1,5$
 $q_{ser} = 7,118 \text{ KN/m}$

❖ VERIFICATION DE LA FLEXION (5-4-5-1, EC3)

$$M_{sd} \leq M_{PLRD} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times (l^2)}{8}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$$

Tableau III (5): Vérification de la flexion

Q_u (KN/m)	$M_{sd,y}$ (KN.m)	$M_{pl,y,rd}$ (KN.m)	$M_{sd,y} \leq M_{pl,y,rd}$	$r = M_{sd} / M_{pl,y,rd}$
9.78	14.98	35.55	C.V	0,42

❖ VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (5-4-6, EC3)

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Tableau III(6): Vérification de l'effort tranchant.

$V_{sd,y}$ (Kn)	A_v (mm ²)	$V_{ply,rd}$ (kN)	$V_{sd,y} \leq V_{ply,rd}$	$V_{sd,y} \leq 0,5V_{ply,rd}$
17.115	1125	138.76	C.V	C.V

❖ **VERIFICATION DE LA FLECHE**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{Ely}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Tableau III (7): vérification de la flèche.

f(mm)	F_{adm}	$f < f_{adm}$
5.02	14	C.V

❖ **VERIFICATION DE DEVERSEMENT : (5-5-2, EC3)**

Les règlements EC4 préconisent la vérification du déversement lors de la phase de construction est cela d'après l'article 6.4.3 c

On doit vérifiée que : $M_{sd} \leq M_{b,Rd}$

- M_{sd} est le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 14.98 \text{ KN.m}$

- $M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1$ Classe 1.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2} \right)} \leq 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{zz}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_{zz}}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25} \sqrt{c_1}} \dots \dots \text{ Avec : } c_1 = 1.132$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} \text{ Avec : } \epsilon = 1 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,22 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$.

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.22 - 0.2) + 1.22^2] = 1.35$$

$$X_{LT} = \frac{1}{(1.35 + \sqrt{1.35^2 - 1.22^2})} = 0.518 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.518 \times 1 \times 166.4 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 18.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 14.98 \text{ KNm} < M_{b,Rd} = 18.41 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Tableau III (8): Vérification du déversement.

Qu (KN/m)	M _{sd,y} (KN.m)	M _{brd} (KN.m)	M _{brd} ≤ M _{brd}	r = M _{sd} / M _{brd}
9.78	14.98	18.41	C.V	0,81

▪ **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

➤ **Charge permanente**

- Poids propre de profilé :0, 188KN/m
- Charge perm étage terrasse:7,85*1.5=11.775KN/m

➤ **Surcharge**

- Surcharge étage terrasse.....1*1.5=1.5KN/m
- S_n = 0.24824 * 1.5 = 0.37236 KN/m

❖ **Combinaison de charge**

- ELU : qu = 1,35G + 1.35 (Q + S_n)
Qu=18.68KN/m
- ELS : qs= (G + Q + S_n)
Qs=13.84KN/m

❖ **La largeur efficace**

$$\text{○ } b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{4} \\ e = 1,5m \end{array} \right. = 0.875m$$

$$b_{eff} = 0.875m$$

❖ **Position de l'axe neutre**

- R_{bét} = 0,57 × f_{ck} × b_{ef} × h_c f_{ck} = 25MPA
- R_{acier} = 0,95 × f_y × A F_y = 235MPA

Tableau III(9):position de l'axe neutre .

<i>R_{bét} (KN)</i>	<i>R_{acier}(KN)</i>	<i>R_{bét} > R_{acier}</i>
1184.53	533.57	<i>axe neutre dans la dalle de béton</i>

$$\circ M_{pl,rd} = R_a \left\{ \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p \right) - \left(\frac{h_c}{2} * \frac{R_a}{R_b} \right) \right\}$$

Avec :

$$H_a = 180 \text{ mm}$$

$$H_c = 95$$

$$H_p = 55$$

$$M_{pl,rd} = 117.38 \text{ KN.m}$$

❖ VERIFICATION DE LA FLEXION

$$M_{sd} = \frac{q_u \times (l^2)}{8}$$

Tableau III (10):vérification de la flexion .

<i>Q_u (Kn/M)</i>	<i>M_{sd,y}(kn.m)</i>	<i>M_{ply,rd}(Kn.m)</i>	<i>M_{sd,y} ≤ M_{ply,rd}</i>	<i>r = M_{sd}/ M_{ply,rd}</i>
18.68	28.60	117.38	C.V	0,24

❖ VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Tableau III (11):vérification de l'effort tranchant.

<i>V_{sd,y} (Kn)</i>	<i>A_v(mm²)</i>	<i>V_{ply,rd}(kN)</i>	<i>V_{sd,y} ≤ V_{ply,rd}</i>	<i>V_{sd,y} ≤ 0,5V_{ply,rd}</i>
32.69	1125	138.76	C.V	69.38

❖ VERIFICATION DE LA FLECHE

Il faut vérifiée que :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 13.84 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3.5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = 0.03$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 78.42 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Tableau III(12): vérification de la flèche.

$f(mm)$	f_{adm}	$f < f_{adm}$
1.64	14	C.V
$f_{total}(mm)$	f_{adm}	$f < f_{adm}$
5.02+1.64 = 6.66	14	C.V

❖ VERIFICATION DE DEVERSEMENT

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

III.3.2 solive de plancher courant (habitation) :

- Pré-dimensionnement : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$ [(DTR B.C 2.2)]

L : La portée de la solive.

On opte une section de classe 1.

$$\frac{3500}{25} \leq h \leq \frac{3500}{15}$$

$$140 \text{ mm} \leq h \leq 233 \text{ mm}$$

On choisit : IPE180

- Phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :

- ✓ Poids propre du profilé..... $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$.
- ✓ Poids propre du béton frais $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Bac d'acier (HB 55) $G_{bac} = 0,12 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m.

▪ Combinaisons des charges

- ✓ **ELU** : $q_u = 1,35.g_p + (1,35.(G_b + G_{HB})) + 1,5.Q \times 1,5$
 $q_u = 1,35 \times 0,188 + (1,35 \times 3,87 + 1,5 \times 0,75) \times 1,5$
 $q_u = 9,78 \text{ KN/m}$
- ✓ **ELS** : $q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q) \times 1,5$
 $q_{ser} = 0,188 + (3,87 + 0,75) \times 1,5$
 $q_{ser} = 7,118 \text{ KN/m}$

❖ Les VERIFICATION :

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(13): Les vérifications de la phase construction de la solive habitation

Phase construction	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche		Vérification du déversement		condition vérifier
	M_{sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_{ad} (mm)	M_{sd} (KN.m)	M_{brd} (KN.m)	
	14.98	35.55	16.70	138.76	16.70	69.38	5.02	14	14.98	18.41	

▪ Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

➤ Charge permanente

- poids propre de profilé :0, 188KN/m
- Charge perm étage courant : $6,4 \times 1,5 = 9,6 \text{ KN/m}$

➤ Surcharge

- Surcharge étage courant..... $1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ KN/m}$

❖ **Combinaison de charge**

- ELU : $q_u = 1,35(0,188 + 9,6) + 1,5 \cdot 2,25$

$$Q_u = 16,58 \text{ KN/m}$$

- ELS : $q_s = (0,188 + 9,6) + 2,25$

$$Q_s = 12,038 \text{ KN/m}$$

❖ **Les VERIFICATION :**

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(14): Les vérifications de la phase finale de la solive habitation

Phase finale	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_f (mm)	F_m (mm)	F_{ad} (mm)	vérifier
	25.39	117.38	29.015	138.76	29.015	69.38	1,43	5.02	6.45	14	

III.3.3 solive de plancher terrasse accessible :

- Pré-dimensionnement : $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$ [(DTR B.C 2.2)]

L : La portée de la solive.

On opte une section de classe 1.

$$\frac{3000}{25} \leq h \leq \frac{3000}{15}$$

$$120 \text{ mm} \leq h \leq 200 \text{ mm}$$

On choisit : IPE180

- **Phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :

- ✓ Poids propre du profilé..... $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$.
- ✓ Poids propre du béton frais $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Bac d'acier (HB 55) $G_{bac} = 0,12 \text{ KN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 1.5 m.

▪ **Combinaisons des charges**

✓ **ELU** : $q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot (G_b + G_{HIB})) + 1,5 \cdot Q \times 1,5$

$q_u = 1,35 \times 0,188 + (1,35 \times 3,87 + 1,5 \times 0,75) \times 1,5$

$q_u = 9,78 \text{ KN/m}$

✓ **ELS** : $q_{ser} = gp + (G_b + G_{bac} + Q) \times 1,5$

$q_{ser} = 0,188 + (3,87 + 0,75) \times 1,5$

$q_{ser} = 7,118 \text{ KN/m}$

❖ **Les VERIFICATON :**

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(15): Les vérifications du la phase construction de la solive de plancher terrasse accessible

Phase construction	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche		Vérification du déversement		condition vérifier
	M_{sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl,Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl,Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_{ad} (mm)	M_{sd} (KN.m)	M_{brd} (KN.m)	
	11.00	35.55	14.67	138.76	16.70	69.38	2.7	12	11.00	21.15	

▪ **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

➤ **Charge permanente**

- Poids propre de profilé :0, 188KN/m
- Charge perm terrasse accessible :7.89*1.5=11.835KN/m

➤ **Surcharge**

- Surcharge terrasse accessible1.5*1.5=2.25KN/m

❖ **Combinaison de charge**

○ ELU : $q_u = 1,35(0,188 + 11,835) + 1,5 \cdot 2,25$

$Q_u = 19,60 \text{ KN/m}$

○ ELS : $q_s = (0,188 + 0,188) + 2,25$

$Q_s = 14,273 \text{ KN/m}$

❖ **Les VERIFICATON :**

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(16): Les vérifications du la phase final de la solive de plancher terrasse accessible

Phase finale	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_f (mm)	F_m (mm)	F_{ad} (mm)	vérifier
	22.05	117.38	29.4	138.76	29.4	69.38	0.92	2.7	3.62	12	

III.4 Pré-dimensionnement des poutres porteuses :

Poutre principal intermédiaire 4.8 m

III.4.1 Poutre porteuses (terrasse) :

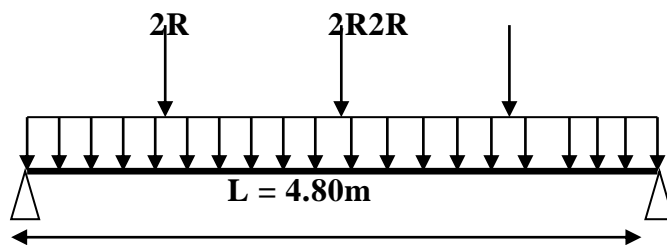


Figure III (2) : schéma statique de la poutre

Le Pré dimensionnement se fait en deux étapes : phase de construction et phase finale.

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$$

$$\frac{4800}{25} \leq H \leq \frac{4800}{15}$$

$$192 \leq H \leq 320$$

On choisit : IPE240

Les caractéristiques sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III(17): Les caractéristiques du profilé IPE 240.

Désignation	Poids G Kg /m	Section A cm ²	Dimensions			Caractéristiques						
			H Mm	B Mm	Tf Mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl -y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	Iz C m	Avz cm ²

IPE 240	30.7	39.1	240	120	9.8	3892	283.	366.	73.92	99.	26.	19.14
							6	6		7	9	

❖ Calcul des réactions des solives

▪ Phase de construction

- $R_{solive} = \frac{q_{u1}}{2}$

- Avec : qu combinaison de charge a ELU en phase de construction

- $R_{solive} = \frac{(9.78 \times 3.5)}{2} = 34.23 \text{ KN}$

- $R_{solive} = \frac{(q_s \times l) 2}{2}$

- Avec : qu combinaison de charge a ELS en phase de construction

- $R_{solive} = \frac{(7.118 \times 3.5)}{2} = 24.91 \text{ KN}$

▪ Phase finale

- $R_{solive} = \frac{(q_u \times l) 2}{2}$

- Avec : qu combinaison de charge a ELU en phase finale

- $R_{solive} = \frac{(18.68 \times 3.5) 2}{2} = 65.38 \text{ KN}$

- $R_{solive} = \frac{(q_s \times l) 2}{2}$

- Avec : qu combinaison de charge a ELS en phase finale

- $R_{solive} = \frac{(13.84 \times 3.5) 2}{2} = 48.44 \text{ KN}$

▪ Phase de construction

➤ Charge permanente : Charge permanente :

- poids propre de profilé :0,307KN/m
- Poids propre de béton frais: 3.75*0.12 = 0.45KN/m
- Poids de bac d'acier:..... 0,12*b=0.0144KN/m

➤ Surcharge

- Surcharge d'ouvrier.....0,75*b=0.09KN/m

❖ Combinaison de charge

○ ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times (0,307 + 0,45 + 0,0144)) + (1,5 \times 0,09)$

$Q_u = 1,18 \text{ KN/m}$

○ ELS : $q_s = G + Q = (0,307 + 0,45 + 0,0144 + 0,09)$

$Q_s = 0,86 \text{ KN/m}$

❖ VERIFICATION DE LA FLEXION :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$$

Tableau III(18): Vérification de la flexion.

Q_u (Kn/M)	$M_{sd,y}$ (kn.m)	$M_{ply,rd}$ (Kn.m)	$M_{sd,y} \leq M_{ply,rd}$	$r = M_{sd} / M_{ply,rd}$
1.18	44.47	78.32	C.V	0,56

❖ VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + \frac{3P}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Tableau III(19): Vérification de l'effort tranchant.

$V_{sd,y}$ (Kn)	A_v (mm ²)	$V_{ply,rd}$ (kN)	$V_{sd,y} \leq V_{ply,rd}$	$V_{sd,y} \leq 0,5V_{ply,rd}$
54.18	1914	236.08	C.V	118.04 pas d'interaction

❖ VERIFICATION DE LA FLECHE

$$f = \frac{5}{384} \frac{qs \times (l^4)}{EI_y}$$

$$f_x = \frac{R_s \times x \times (3l^2 - x^2)}{48EI_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Tableau III(20): Vérification de la flèche.

f (mm)	f_x	f_{tot}	f_{adm}	$f_{tot} < f_{adm}$
0,04	1.43	1.47	19.6	C.V

❖ VERIFICATION AU DEVERSEMENT :

La poutre est maintenue latéralement par les solives donc il n'y a pas lieu de vérifier le déversement.

▪ Phase finale

➤ Charge permanente

- Poids propre de profilé :0.307KN/m
- Charge perm étage terrasse:7,85*0.12=0.904KN/m

➤ **Surcharge**

- Surcharge étage terras*0.12=0.12KN/m
- $S_n = 0.24824 * 0.12 = 0.029 \text{ KN/m}$

❖ **Combinaison de charge**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1.35 (Q + S_n) = 1.35*(0.307+0.904)+1.5*(0.12+0.029)$

$$Q_u=1.86\text{KN/m}$$

- ELS : $q_s = (G + Q + S_n) = (0.307+0.904+0.12+0.029)$

$$Q_s=1.36\text{KN/m}$$

❖ **La largeur efficace**

- $b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{4} \\ e = 3.5\text{m} \end{array} \right. = 1.2\text{m}$

$$b_{eff} = 1.2\text{m}$$

• **Position de l'axe neutre**

- $R_{bét} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \dots \dots \dots f_{ck} = 25\text{MPa}$
- $R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A \dots \dots \dots f_y = 235\text{MPa}$

Tableau III(21):position de l'axe neutre.

<i>R_{bét} (KN)</i>	<i>R_{acier}(KN)</i>	<i>R_{bét} > R_{acier}</i>
1624.5	1201.085	<i>axeneutredans la dalle de béton</i>

- $M_{pl,rd} = R_a \left\{ \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p \right) - \left(\frac{h_c}{2} * \frac{R_a}{R_b} \right) \right\}$

Avec :

$$H_a=240$$

$$H_c=95$$

$$H_p=55$$

$$M_{pl,rd} = 282.11\text{KN.m}$$

❖ **VERIFICATION DE LA RESISTANCE :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l}{8} + \frac{PL}{4}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$$

Tableau III(22):Vérification de la flexion.

Q_u (Kn/m)	$M_{sd,y}$ (kn.m)	$M_{ply,rd}$ (Kn.m)	$M_{sd,y} \leq M_{ply,rd}$	$r = M_{sd} / M_{ply,rd}$
1.86	79.57	282.11	C.V	0,28

❖ VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + \frac{3P}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Tableau III(23):Vérification de l'effort tranchant.

$V_{sd,y}$ (Kn)	A_v (mm ²)	$V_{ply,rd}$ (kN)	$V_{sd,y} \leq V_{ply,rd}$	$V_{sd,y} \leq 0,5V_{ply,rd}$
102.53	1914	236.08	C.V	118.04pas d'interaction

❖ VERIFICATION DE LA FLECHE

$$f = \frac{5}{384} \frac{qs \times (L^4)}{EI_c} + \frac{19PL^3}{384EI}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = 0.04$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 72.29 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Tableau III(24):Vérification de la flèche.

f (mm)	f_{adm}	$f < f_{adm}$
2.22	19.2	C.V
f_{total} (mm)	f_{adm}	$f < f_{adm}$
1.47 + 2.22 = 3.69	19.2	C.V

❖ VERIFICATION AU DEVERSEMENT

La poutre est maintenue latéralement par le béton, donc il n'y a pas lieu de vérifier le déversement.

III.4.2) Poutre porteuses courantes :

Le Pré dimensionnement se fait en deux étapes : phase de construction et phase finale.

- $\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$
- $\frac{4800}{25} \leq H \leq \frac{4800}{15}$
- $192 \leq H \leq 320$

On choisit : IPE240

- **Calcul des réactions des solives**

- **Phase de construction**

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u l}{2}$$

Avec : q_u combinaison de charge à ELU en phase de construction

$$R_{\text{solive}} = \frac{(9.78 \times 3.5)}{2} = 34.23 \text{ KN}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{(q_s \times l)^2}{2}$$

Avec : q_s combinaison de charge à ELS en phase de construction

$$R_{\text{solive}} = \frac{(7.118 \times 3.5)^2}{2} = 24.91 \text{ KN}$$

- **Phase finale :**

$$R_{\text{solive}} = \frac{(q_u \times l)^2}{2}$$

Avec : q_u combinaison de charge à ELU en phase finale

- $R_{\text{solive}} = \frac{(16.58 \times 3.5)^2}{2} = 58.03 \text{ KN}$

- $R_{\text{solive}} = \frac{(q_s \times l)^2}{2}$

Avec : q_s combinaison de charge à ELS en phase finale

- $R_{\text{solive}} = \frac{(12.038 \times 3.5)^2}{2} = 42.13 \text{ KN}$

- **Phase de construction**

- **Charge permanente :**

- poids propre de profilé :0,307KN/m
- Poids propre de béton frais: $3.75 \times 0.12 = 0.45 \text{ KN/m}$
- Poids de bac d'acier: $0.12 \times b = 0.0144 \text{ KN/m}$

- **Surcharge**

- Surcharge d'ouvrier $0.75 \times b = 0.09 \text{ KN/m}$

- ❖ **Combinaison de charge**

○ **ELU** : $q_u = 1,35G + 1.5Q = (1.35*(0.307+0.45+0.0144)) + (1.5*0.09)$

Qu=1.18KN/m

○ **ELS** : $q_s = G + Q = (0.307+0.45+0.0144+0.09)$

Qs=0.86KN/m

❖ **Les VERIFICATON :**

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(25): Les vérifications du la phase construction de la poutre habitation

Phase construction	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_x (mm)	F_t (mm)	F_{ad} (mm)	vérifier
	44.47	78.32	54.18	236.08	54.18	118.04	0.04	1.43	1.47	19.2	

▪ **Phase finale**

➤ **Charge permanente**

- Poids propre de profilé :0,307KN/m
- Charge perm étage courant6.41*0.12=0.7692KN/m

➤ **Surcharge**

- Surchargeétage courant.....1.5*0.12=0.18KN/m

❖ **Combinaison de charge**

○ **ELU** : $q_u = 1,35G + 1.5Q = (1.35*(0.307+0.7692)) + (1.5*0.18)$

Qu=1.72KN/m

○ **ELS** : $q_s = (G + Q) = (0.307+ 0.7692 +0.18)$

Qs=1.26KN/m

❖ **Les VERIFICATON :**

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(26): Les vérifications du la phase finale de la poutre habitation

Phase final	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_f (mm)	F_t (mm)	F_{ad} (mm)	vérifier
	74.59	282.11	91.17	236.08	91.17	118.04	1.47	1.89	3.36	19.2	

III.4.3) Poutre porteuse terrasse accessible :

Le Pré dimensionnement se fait en deux étapes : phase de construction et phase finale.

- $\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$
- $\frac{3900}{25} \leq H \leq \frac{3900}{15}$
- $156 \leq H \leq 260$

On choisit : IPE 240

- **Calcul des réactions des solives**

- **Phase de construction**

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_{u1}}{2}$$

Avec : qu combinaison de charge a ELU en phase de construction

$$R_{\text{solive}} = \frac{(9.78 \times 3)}{2} = 29.34 \text{KN}$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{(q_s \times l)}{2}$$

Avec : qu combinaison de charge a ELS en phase de construction

$$R_{\text{solive}} = \frac{(7.118 * 3)}{2} = 21.35 \text{KN}$$

- **Phase finale :**

$$R_{\text{solive}} = \frac{(q_u \times l)}{2}$$

Avec : qu combinaison de charge a ELU en phase finale

- $R_{\text{solive}} = \frac{(19.60*3)}{2} = 58.8 \text{KN}$

- $R_{\text{solive}} = \frac{(q_s \times l)}{2}$

Avec : qu combinaison de charge a ELS en phase finale

- $R_{\text{solive}} = \frac{(14.273*3)}{2} = 42.82 \text{KN}$

- **Phase de construction**

- **Charge permanente :**

- poids propre de profilé :0,307KN/m
- Poids propre de béton frais: 3.75*0.12 = 0.45KN/m
- Poids de bac d'acier:..... 0,12*b=0.0144KN/m

- **Surcharge**

- Surcharge d'ouvrier.....0,75*b=0.09KN/m

- ❖ **Combinaison de charge**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1.5Q = (1.35*(0.307+0.45+0.0144)) + (1.5*0.09)$

$$Q_u = 1.18 \text{KN/m}$$

- **ELS** : $q_s = G + Q = (0.307 + 0.45 + 0.0144 + 0.09)$

$$Q_s = 0.86 \text{ KN/Mm}$$

❖ Les VERIFICATON :

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(27): Les vérifications du la phase construction de la poutre de plancher terrasse accessible

Phase construction	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_x (mm)	F_t (mm)	F_{ad} (mm)	vérifier
	30.85	78.32	46.31	236.08	46.31	118.04	0.06	3.54	3.60	15.6	

▪ Phase finale

➤ Charge permanente

- Poids propre de profilé :0, 307KN/m
- Charge perm tarasse accessible7.89*0.12=0.9468KN/m

➤ Surcharge

- Sur charge terrasse accessible1.5*0.12=0.18KN/m

❖ Combinaison de charge

- ELU : $q_u = 1,35G + 1.5Q = (1.35*(0.307 + 0.9468) + (1.5*0.18))$

$$Q_u = 1.96 \text{ KN/m}$$

- ELS : $q_s = (G + Q) = (0.307 + 0.9468 + 0.18)$

$$Q_s = 1.43 \text{ KN/m}$$

❖ Les VERIFICATON :

Les vérifications sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau III(28): Les vérifications du la phase final de la poutre de plancher terrasse accessible

Phase final	résistance à la flexion		l'effort tranchant		l'interaction de l'effort tranchant		la condition de la flèche				condition
	M_{Sd} (KN.m)	M_{PLRd} (KN.m)	V_{sd}^{max} (KN.)	$V_{pl.Rd}$ (KN.)	V_{sd}^{max} (KN.)	$0,5V_{pl.Rd}$ (KN.)	F_c (mm)	F_f (mm)	F_t (mm)	F_{ad} (mm)	vérifier
	61.06	208.26	92.022	236.08	92.002	118.04	3.6	5.35	8.95	15.6	

III.5) LES CONNECTEURS

Les connecteurs sont des éléments intermédiaires de liaison entre l'acier et le béton.

III.5.1) BAC D'ACIER PARALLELE A LA POUTRE

Type de connecteur : **goujons à tête**

- Avec : $H = 95 \text{ mm}$ et $d = 19 \text{ mm}$

- $\frac{H}{d} = 5 \text{ mm} \dots \dots \dots \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{95}{19} + 1 \right) = 1,2 \Rightarrow \alpha = 1$

L'influence De Bac D'acier :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 81,65 \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = 80,11 \end{array} \right.$$

γ_v	$f_{ck}(\text{KN}/\text{mm}^2)$	α	$f_u(\text{KN}/\text{mm}^2)$	$f_y(\text{KN}/\text{mm}^2)$	$E_{cm}(\text{KN}/\text{m}^2)$	$P_{rd}(\text{KN})$
1,25	25	1	450	350	30,5	80,11

L'effort Tranchant :

$$R_t = \inf(R_b ; R_a)$$

$$R_b = 1624,5 \text{ KN}$$

$$R_a = 1201,085 \text{ KN}$$

$$R_t = 1201,085 \text{ KN}$$

Nombre Des Connecteurs :

$$\text{Nbr} = \frac{R_t}{P_{rd}} = 15$$

Donc : on aura 30 connecteurs

$$e_{\min} \geq 5d = 95$$

$$\text{esp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{4800}{29} = 165,52 \text{ mm} > 95$$

Espacement vérifié, il n'y a pas lieu de connexion partielle.

III.5.2) BAC D'ACIER PERPENDICULAIRE A LA SOLIVE

Type de connecteur : goujons à tête

Avec : $H = 95 \text{ mm}$ et $d = 19 \text{ mm}$

$$\frac{H}{d} = 5 \text{ mm} \dots \dots \dots \alpha = 1$$

L'influence De Bac D'acier :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 81.65 \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = 80.11 \end{array} \right.$$

γ_v	$f_{ck}(KN/mm^2)$	α	$f_u(KN/mm^2)$	$f_y(KN/mm^2)$	$E_{cm}(KN/m^2)$	$P_{rd}(KN)$
1.25	25	1	450	350	30.5	80.11

L'effort Tranchant

$$R_t = \inf(R_b ; R_a)$$

$$R_b = 1413.125 \text{ KN}$$

$$R_a = 533.57 \text{ KN}$$

$$R_t = 533.57 \text{ KN}$$

Nombre Des Connecteurs

$$\text{Nbr} = \frac{R_t}{P_{rd}} = 7$$

Donc : on aura **14connecteurs**

$$e_{\min} \geq 5d = 95$$

$$\text{esp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{3500}{13} = 269.23 \text{ mm} > 95$$

Espacement vérifié, il n'y a pas lieu de connexion partielle.

Conclusion :

Tableau III(29): choix final de la poutre

Type de plancher	Solive	Choix	Poutre secondaire	Choix	Poutre principale	Choix
Plancher terrasse inaccessible	L = 3.5m	IPE 180	L= 3.5m	IPE180	L=4.80m	IPE240
Plancher terrasse accessible	L= 3m	IPE180	L=3m	IPE180	L 3.90m	IPE240

Plancher courant	L=3.5m	IPE180	L = 3.5m	IPE180	L =4.80m	IPE 240

III.3.6) PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

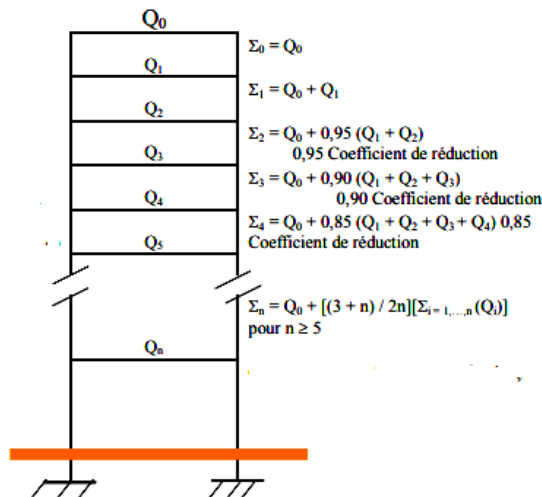
Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmette aux fondations. Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités dans la structure.

Les surfaces des poteaux les plus sollicités :

• **Surface des poteaux les plus sollicitent :**

	S poteau central	S poteau de rive	S poteau d'angle
Surface (m²)	15.64	13.8	12.45

▪ **Descente de charge Loi de dégression de la surcharge d'exploitation**



FUIGURE III .3: Représente les lois de dégression d'un bâtiment.

Loi de dégression (DTR.BC 2.2)

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à à 0,5Q. (Q est la charge d'exploitation).

Avec : n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitation des planchers respectifs

• **Exemple de calcul (poteau centrale) :**

Terrasse

$$G_{\text{terrasse}} = (G_{\text{ter}} \times S_{\text{p.cent}}) + (P_{\text{poutre prin}} \times L) + (P_{\text{solive}} \times L \times n) + (P_{\text{poutre sec}} \times L)$$

$$G_{\text{terrasse}} = (7.85 \times 15.64) + (0.307 \times 4.6) + (0.188 \times 3.4 \times 3) + (0.188 \times 3.4)$$

$$G_{\text{terrasse}} = 126.74 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = (Q \times S_{\text{p.cent}})$$

$$Q_{\text{terrasse}} = (1 \times 15.64)$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 15.64 \text{ KN}$$

Les étages courants

$$G_{\text{courant}} = (G_{\text{cour}} \times S_{\text{p.cent}}) + (P_{\text{poutre prin}} \times L) + (P_{\text{solive}} \times L \times n) + (P_{\text{poutre sec}} \times L)$$

$$G_{\text{courant}} = (6.4 \times 15.64) + (0.307 \times 4.6) + (0.188 \times 3.4 \times 3) + (0.188 \times 3.4)$$

$$G_{\text{courant}} = 104.065 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{courant}} = (Q \times S_{\text{p.cent}})$$

$$Q_{\text{courant}} = (1.5 \times 15.64)$$

$$Q_{\text{courant}} = 23.46 \text{ KN}$$

Poteau central :**Tableau III(30):** la charge G cumule pour poteau central

Niv	Surface	G	G cumulé cent
9^{eme}	15.64	Go	126.74
8^{eme}	15.64	Go+G1	230.805
7^{eme}	15.64	Go+G1+G2	334.87
6^{eme}	15.64	Go+G1+G2+G3	438.935
5^{eme}	15.64	Go+G1+G2+G3+G4	543
4^{eme}	16.64	Go+G1+G2+G3+G4+G5	647.065
3^{eme}	15.64	Go+G1+G2+G3+G4+G5+G6	751.13
2^{eme}	15.64	Go+G1+G2+G3+G4+G5+G6+G7	855.195
1^{ER}	15.64	Go+G1+G2+G3+G4+G5+G6+G7+G8	959.26
RDC	15.64	Go+G1+G2+G3+G4+G5+G6+G7+G8+ G9	1063.325

Tableau III(31): la charge Q cumule pour poteau centrale

Niv	Surface	Q	Q cumulé cent
9^{eme}	15.64	Q_0	15.64
8^{eme}	15.64	Q_0+Q_1	39.1
7^{eme}	15.64	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	60.214
6^{eme}	15.64	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	78.982
5^{eme}	15.64	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)0.85$	83.439
4^{eme}	16.64	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	109.48
3^{eme}	15.64	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	121.21
2^{eme}	15.64	$Q_0+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$	132.236
1 ^{er}	15.64	$Q_0+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8)$	145.139
RDC	15.64	$Q_0+0.67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$	193.779

Poteau de rive:**Tableau III(32) :** la charge G cumule pour poteau de rive.

Niv	Surface	G	Gcumulé cent
9^{eme}	13.8	G_0	112.299
8^{eme}	13.8	G_0+G_1	204.588
7^{eme}	13.8	$G_0+G_1+G_2$	296.877
6^{eme}	13.8	$G_0+G_1+G_2+G_3$	389.166
5^{eme}	13.8	$G_0+G_1+G_2+G_3+G_4$	481.455
4^{eme}	13.8	$G_0+G_1+G_2+G_3+G_4+G_5$	573.744
3^{eme}	13.8	$G_0+G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6$	666.033
2^{eme}	13.8	$G_0+G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6+G_7$	758.322
1 ^{er}	13.8	$G_0+G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6+G_7+G_8$	850.611
RDC	13.8	$G_0+G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6+G_7+G_8+ G_9$	942.9

Tableau III (33):la charge Q cumule pour poteau de rive.

Niv	Surface	Q	Q cumulé cent
9 ^{eme}	13.8	Q ₀	13.8
8 ^{eme}	13.8	Q ₀ +Q ₁	34.5
7 ^{eme}	13.8	Q ₀ +0.95(Q ₁ +Q ₂)	53.13
6 ^{eme}	13.8	Q ₀ +0.90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	69.69
5 ^{eme}	13.8	Q ₀ +0.85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)0.85	73.623
4 ^{eme}	13.8	Q ₀ +0.80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	96.6
3 ^{eme}	13.8	Q ₀ +0.75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	106.95
2 ^{eme}	13.8	Q ₀ +0.71(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ + Q ₇)	116.679
1 ^{er}	13.8	Q ₀ +0.69(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ + Q ₇ + Q ₈)	128.064
RDC	13.8	Q ₀ +0.67(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉)	170.982

Poteau d'angle :**Tableau III(34):**la charge G pour poteau d'angle.

Niv	surface	G	G cumulé cent
9 ^{eme}	12.45	G ₀	101.702
8 ^{eme}	12.45	G ₀ +G ₁	185.351
7 ^{eme}	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂	269
6 ^{eme}	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃	352.649
5 ^{eme}	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄	436.298
4 ^{eme}	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅	519.947
3 ^{eme}	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆	603.596
2 ^{eme}	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇	687.245
1 ^{ER}	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈	770.894
RDC	12.45	G ₀ +G ₁ +G ₂ +G ₃ +G ₄ +G ₅ +G ₆ +G ₇ +G ₈ + G ₉	854.543

Tableau III(35): la charge Q pour poteau d'angle.

Niv	Surface	Q	Q cumulé cent
9 ^{eme}	12.45	Q _o	12.45
8 ^{eme}	12.45	Q _o +Q ₁	31.125
7 ^{eme}	12.45	Q _o +0.95(Q ₁ +Q ₂)	47.932
6 ^{eme}	12.45	Q _o +0.90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	62.872
5 ^{eme}	12.45	Q _o +0.85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)0.85	75.945
4 ^{eme}	12.45	Q _o +0.80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	87.15
3 ^{eme}	12.45	Q _o +0.75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	96.487
2 ^{eme}	12.45	Q _o +0.71(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ + Q ₇)	105.264
1 ^{er}	12.45	Q _o +0.69(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ + Q ₇ + Q ₈)	115.536
RDC	12.45	Q _o +0.67(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ + Q ₉)	154.255

- **COMBINAISON DE CHARGE A L'ELU**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

Tableau III (36) : combinaison de charge a l'ELU.

Niv	Nu ang	Nu rive	Nu cent
9 ^{eme}	155.973	172.304	194.559
8 ^{eme}	296.911	327.944	370.237
7 ^{eme}	435.048	480.479	542.396
6 ^{eme}	570.384	629.909	711.035
5 ^{eme}	702.920	760.399	858.209
4 ^{eme}	832.653	919.454	1037.758
3 ^{eme}	959.585	1059.570	1195.841
2 ^{eme}	1085.677	1198.753	1352.867
1 ^{ere}	1214.01	1340.421	1512.710
RDC	1385.02	1529.388	1726.157

- **Détermination Des Poteaux**

$$A \geq \frac{N_U \times \gamma_{mo}}{f_y}$$

Tableau III(37): choix du poteau

Niv	A × 10 ² (mm ²)	Le choix
9^{eme}	9.10	HEA100
8^{eme}	17.33	HEA120
7^{eme}	25.39	HEA140
6^{eme}	33.28	HEA160
5^{eme}	40.17	HEA180
4^{eme}	48.58	HEA200
3^{eme}	55.97	HEA220
2^{eme}	63.33	HEA240
1^{ere}	70.81	HEA260
RDC	80.80	HEA280

- **Vérification Vis-à-vis Le Flambement**

$$N_u \leq N_{plrd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Tableau III(38) : vérification de flambement.

Niv	Poteau	N _{u cent}	N _{plrd}	N _{sd} < N _{plrd}
9^{eme}	HEA100	194.559	194.409	Non vérifier
8^{eme}	HEA120	370.237	370.232	Non vérifier
7^{eme}	HEA140	542.396	542.423	Non vérifier
6^{eme}	HEA160	711.035	710.982	Non vérifier
5^{eme}	HEA180	858.209	858.177	Non vérifier
4^{eme}	HEA200	1037.758	1037.845	vérifier
3^{eme}	HEA220	1195.841	1195.723	Non vérifier
2^{eme}	HEA240	1352.867	1352.959	Non vérifier
1^{ere}	HEA260	1512.710	1512.759	vérifier
RDC	HEA280	1726.157	1726.182	vérifier

Les barres choisirent ne vérifie pas vis-à-vis de flambement, on doit augmenter la section des profilés.

Tableau III(39):choix de profiles .

Niv	$N_{u\ cent}$	N_{plrd}	$N_{sd} < N_{plrd}$	Poteau
9^{eme}	194.559	665.263	Vérifier	HEA140
8^{eme}	370.237	828.909	Vérifier	HEA160
7^{eme}	542.396	967.772	Vérifier	HEA180
6^{eme}	711.035	1149.363	Vérifier	HEA200
5^{eme}	858.209	1373.681	Vérifier	HEA220
4^{eme}	1037.758	1640.727	Vérifier	HEA240
3^{eme}	1195.841	1427.090	Vérifier	HEA260
2^{eme}	1352.867	2078.681	Vérifier	HEA280
1^{ere}	1512.710	2403.409	Vérifier	HEA300
RDC	1726.157	2651.227	Vérifier	HEA320

Conclusion :

Ce chapitre couvre les étapes de, l'évaluation des charges, la descente des charges et le pré dimensionnement qui sont des étapes nécessaires à achever a fin de pouvoir entamer de la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de pré dimensionner les éléments porteurs de la structure (poutres et poteaux).

CHAPITRE IV
CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES

Introduction

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

IV.1) Les escaliers :

IV.1.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet l'accès à tous les niveaux d'une construction, la structure en question est munie d'une cage d'escalier et sera réalisée en béton armé coulé sur place.

IV.1.2 Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante:

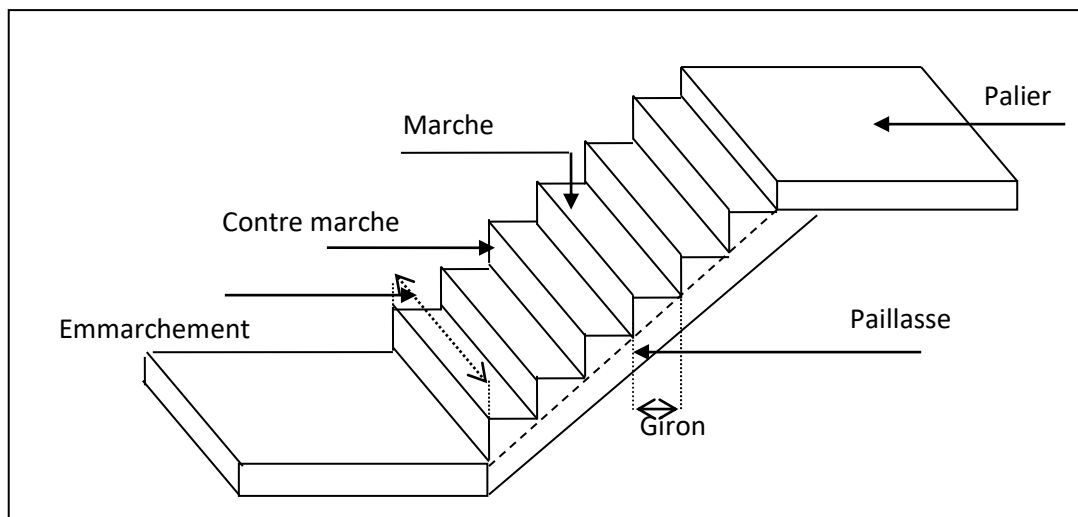


Figure . IV 1.1 : Caractéristiques d'escalier.

❖ Caractéristiques dimensionnelles :

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

- La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

❖ Dimensionnement :

Dans notre cas, la hauteur d'étage est de 3.4 m avec deux volées de hauteur $H=1.7\text{m}$

- Hauteur de la contre marche $h = 17 \text{ cm}$ ($16 \leq h \leq 18$) cm
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 33$) cm
- Nombre de contre marches $n = H/L = 1.7 / 17 = 10$ contre marches
- Nombre de marches $m = n - 1 = 9$ marches
- Longueur horizontale de la volée $L = g(n - 1) = 0,30 \cdot (10 - 1) \Rightarrow L = 2,7\text{m}$

IV.1.3 Vérification de la relation de Blondel :

- On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$g + 2h = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifier.

- Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{tg } \alpha = H / L = 1,7 / 2,7 = 0,629 \Rightarrow \alpha = 32,20^\circ$$

- Longueur de la volée :

$$L_v = L / \cos \alpha = 2,7 / \cos 32,20 = 3,19\text{m}$$

- Epaisseur de la volée :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 15,3 \leq e \leq 22,95 \text{ cm} \text{ On prend } e = 20 \text{ cm}$$

-Épaisseur du palier de repos : on prend la même épaisseur que la paillasse c.-à-d. = **20cm**

IV.1.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

- **Charges permanentes G :**

$$G_{\text{paillasse propre}} = e_p \cdot \rho \cdot 1 = 0,20 \cdot 25 \cdot 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{poid revetement}} = e_p \cdot \rho \cdot 1 = 0,04 \cdot 22 \cdot 1 = 0,88 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = G_{\text{paillasse propre}} + G_{\text{poid revetement}} = 5,88 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{vollée}} = h \cdot \rho \cdot 1 / \cos \alpha = 0,20 \cdot 25 \cdot (1 / \cos 32,20) = 5,90 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{marche}} = h \cdot \rho \cdot 1/2 = 0,17 \cdot 22 \cdot 1/2 = 1,87 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{poid revetement}} = e_p \cdot \rho \cdot 1 = 0,04 \cdot 22 \cdot 1 = 0,88 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{vollée}} + G_{\text{marche}} + G_{\text{poid revetement}} = 8,65 \text{ KN/ml}$$

- **Charges exploitation Q :** (DTR B.C.2.2)

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

IV.1.5 calcul de ferrailage :

- **Calcul sollicitation à ELU :**

- ELU : 1,35G + 1,5Q (Pour 1 ml)

$$q_{u \text{ vol+mar+rev}} = (1.35 \times 8.65) + (1.5 \times 2.5) = 15.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = (1.35 \times 5.88) + (1.5 \times 2.5) = 11.68 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$q_u = 15.43 \text{ KN/ml} \quad q_u = 11.68 \text{ KN/ml}$$

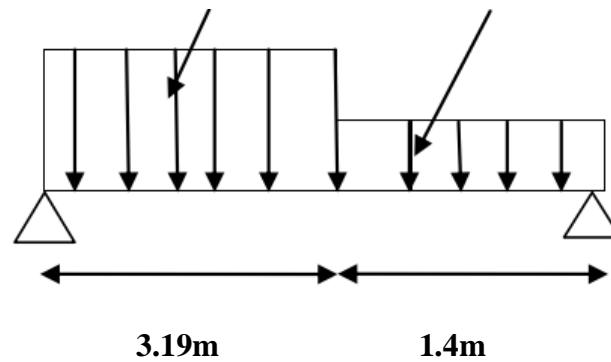


Figure IV.1.2 : schéma statique de l'escalier

$$\sum F_v = 0$$

$$V_A + V_B - (15.43 \times 3.19) - (11.68 \times 1.4) = 0$$

$$V_A + V_B = 65.57 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$(15.43 \times 3.19^2) / 2 + (11.68 \times 1.4 \times (3.19 + (1.4/2))) - 4.59 V_B = 0$$

Donc : $V_B = 30.96 \text{ KN}$

$$V_A = 34.61 \text{ KN}$$

$$T = V_A - q \cdot x = 34.61 - 15.43x = 0$$

$$x = \frac{34.61}{15.43} = 2.24$$

$$M_{\max} = V_A \cdot x - \left(\frac{q \cdot x^2}{2} \right) = (34.61 \cdot 2.24) - \left(\frac{15.43 \cdot 2.24^2}{2} \right) = 38.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} = 38.82 \cdot 10^6 \text{ N.mm}$$

➤ **Remarque :**

Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée.

- Moments aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -0.5 \times 38.82 = 19.41 \text{ KNm}$$

- Moments en travée :

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 38.82 = 32.99 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$.

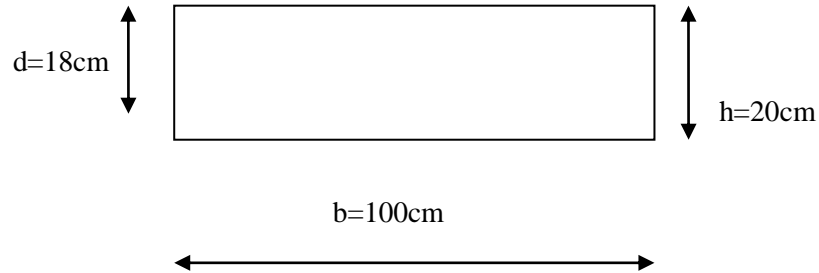


Figure IV .1.3 : dimension de la bande de calcul du ferrillage du escalier

a) **En travée :**

$$M_u^t = 32.99 \text{ KN m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1.5: \text{situation durable}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$M_U = 32.99 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{d^2 b f_{bc}} = \frac{32.99 \times 10^6}{(180)^2 \times 1000 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.072 \text{ et } \mu_{\text{limite}} = 0.391$$

$\mu_u < \mu_{\text{limite}} \Rightarrow$ armatures tendues seulement

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.072)})$$

$$\alpha = 0.093$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 18 (1 - (0.4 * 0.093))$$

$$Z = 17.93 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{32.99 \times 10^6}{179.3 \times 347.82} \Rightarrow A_u = 5.29 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **4 HA 14** $\Rightarrow A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.54 \text{ cm}^2 \leq A'_s \leq 3.08 \text{ cm}^2$$

Alors on prend : **4HA 10** $\Rightarrow A'_s = 3.14 \text{ cm}^2$

b) En appui :

$M_u^a = 19.41 \text{ KN m}$

$\mu_u = \frac{Mu}{d^2 b fbc} = \frac{19.41 \cdot 10^6}{(180)^2 \cdot 1000 \cdot 14.17}$

$\mu_u = 0.042$ et $\mu_{limite} = 0.391$

$\mu_u < \mu_{limite} \Rightarrow$ armatures tendues seulement

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0.042)})$

$\alpha = 0.054$

$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 18 (1 - (0.4 \cdot 0.054))$

$Z = 17.61 \text{ cm}$

$A_u = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.41 \cdot 10^6}{176.1 \cdot 347.82} \Rightarrow A_u = 3.16 \text{ cm}^2$

Choix des armatures : **4 HA 12** $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversale :**

$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 \leq A'_s \leq 2.26 \text{ cm}^2$

Alors on prend : 4HA 10 $\Rightarrow A'_s = 3.14 \text{ cm}^2$

Tableau IV .1.1 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s.adopt}$ (cm ²)	Choix	$A_{S/4} \leq A_r \leq A_{S/2}$ (cm ²)	$A_{s.adopt}$ (cm ²)	Choix	S_t cm
Travée	32.99	0.072	0.093	17.93	5.29	6.16	4T14	$1.54 \leq A_r \leq 3.08$	3.14	4T10	25
Appui	19.41	0.042	0.054	17.61	3.16	4.52	4T12	$1.13 \leq A_r \leq 2.26$	3.14	4T10	25

❖ **Vérification à ELU :**

➤ **Vérification de contrainte tangentielle**

On a la combinaison à L .E.L.U :

$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots$ pour (1ml)

Palier : $q_1 = 15.43 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 11.68 \text{ KN/ml}$

➤ **Charge équivalente :**

$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot l_1 + q_2 \cdot l_2}{l_1 + l_2}$

Avec : $l_1 = 1.40m$

$l_1 = 3.19m$

$q_{eq} = 12.82 \text{ KN/ml}$

❖ **Contrainte tangentielle du béton : [Art A 5.1,2/BAEL 91modifié 99] :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1,5}, 5MPa \right\} = \min \{3.33; 5MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} = \frac{12.82 \cdot 4.59}{2} = 29.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{29.42 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.163 MPa$$

$\tau_u = 0.163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$ Condition vérifiée.

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1,5}, 4MPa \right\} = \min \{2.5; 4MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$\tau_u = 0.163 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$ Condition vérifiée

➤ **Condition de la non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99] :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

a) En travée :

$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \longrightarrow condition vérifiée.

b) En appuis :

$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \longrightarrow condition vérifiée

➤ **Espacement des barres :**

• **Armatures principales :**

En appuit : $S_t=25 \text{ cm}$
 En travée : $S_t=25 \text{ cm}$ } $< \min(4h, 45\text{cm}) \longrightarrow$ condition vérifiée

• **Armatures de répartitions :**

En appuit : $S_t=25 \text{ cm}$
 En travée : $S_t=25 \text{ cm}$ } $< \min(4h, 45\text{cm}) \longrightarrow$ condition vérifiée

❖ **Calcul à l'ELS:**

• **Combinaison d'action :**

ELS : $G + Q$ (Pour 1 ml)

$$q_{uvol+mar+rev} = (8.65+2.5) = 11.15\text{KN/ml}$$

$$q_{upaille} = (5.88 + 2.5) = 8.38 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des moments :**

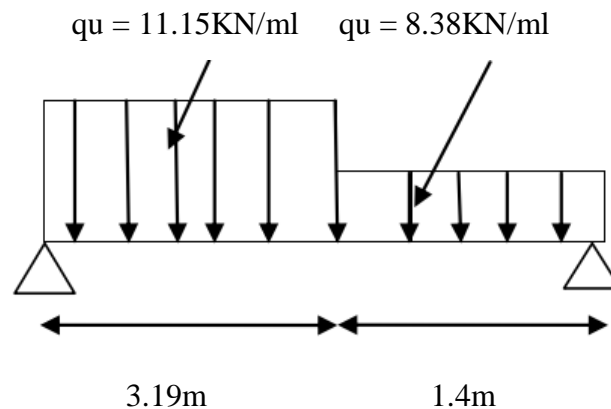


Figure IV .1.4 : schema statique de l'escalier

$$\sum F_v = 0$$

$$V_A + V_B - (11.15 \times 3.19) - (8.38 \times 1.4) = 0$$

$$V_A + V_B = 47.30\text{N}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$(11.15 \times 3.19^2) / 2 + (8.38 \times 1.4 \times (3.19 + (1.4/2))) - 4.59 V_B = 0$$

Donc : $V_B = 22.30\text{KN}$

$$V_A = 25\text{KN}$$

$$T = V_A - q \cdot x = 25 - 11.15x = 0$$

$$X = \frac{25}{11.15} = 2.24$$

$$M_{\max} = V_A * x - \left(\frac{q * x^2}{2}\right) = (25 * 2.24) - \left(\frac{11.15 * 2.24^2}{2}\right) = 28.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{umax}} = 28.03 * 10^6 \text{ N.mm}$$

➤ **Remarque :**

Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée.

• **Moments aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -0.5 * 28.03 = -14.02 \text{ KNm}$$

• **Moments en travée :**

$$M_{\text{travée}} = 0.85 * 28.03 = 23.83 \text{ KNm}$$

➤ **Contraintes dans les aciers tendus**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Contraintes dans le béton :** on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} * X}{I}$$

$$\text{Et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } \frac{b}{2} x^2 + nA'_s(x - c') - nA_s(d - x) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} x^3 + nA_s(d - x)^2 + nA'_s(x - c')$$

$$\text{Avec : } n=15, d=18\text{cm}, b=100\text{cm}, A'_s = 0$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-1-2) : Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

	M _{SER} (KN.M)	A _S (CM ²)	x (CM)	I (CM ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Travée	23.83	6.16	4.91	19778.25	5.92	15	✓
Appui	14.02	4.52	4,30	15375.62	3.92	15	✓

a) Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4.59 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 23.83) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{459} = 0.0435 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{La condition non vérifiée.}$$

Donc, on doit vérifier la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée (E_v = 10818,865 MPa)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

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

Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

a) Calcul des paramètres :

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{100(20)^2}{2} + 15 \times 6.16 \times 18 = 21663.2 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6.16) = 2092.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21663.2}{2092.4} = 10.35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.35 = 9.65 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 1.4 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 18} = 0.34$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.34 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.99$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.34} = 0.024$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 10^6}{1 + (0.99 \times 0.024)} = 1.5 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{23.83 \times 10^6 \times (4590)^2}{10 \times 10818.865 \times 1.5 \times 10^6} = 0.32 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4590}{500} = 9.18 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f}$$

Donc la flèche est vérifiée.

IV.1.6) La poutre palière :

C'est une poutre assemblée sur la moitié des deux poteaux dans ce cas la longueur de la poutre est de 3.2m.

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées est de cloison ci-dessus plus le palier

$$G_{palier} = 5.88 \text{ KN/m}$$

$$G_{volé} = 5.90 \text{ KN/m}$$

$$G_{cloison} = 1.46 \text{ KN/m}$$

$$Q_{escalier} = 2.5 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaison des charges :**

- Elu : $q_u = (1.35 \cdot G) + (1.5 \cdot Q) = 21.26 \text{KN/m}$
- Els : $q_{ser} = G + Q = 15.47 \text{KN/m}$

➤ **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5q_{ser} L^4}{348EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_{ser} L^3 \cdot 250}{384 E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 15.47 \times 3200^3 \times 250}{384 \times 2,1 \cdot 10^5} = 7.86 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$

$$I \geq 785.7 \text{cm}^4$$

On choisit un **IPE 180**

Tableau ((IV-1-3) : Caractéristiques du profilé IPE 180.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m		A cm ²	H M m	B Mm	Tf mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	Iy Cm	iz cm
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	1317	100.9	166.4	34.60	7.42	2.05	1125

➤ **Vérification à la résistance en flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{PLRD} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$q_u = q_u(\text{ELU}) + P_p = 21.26 + (1.35 \cdot 1.88) = 23.79 \text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times (l^2)}{8} = 30.45 \text{KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m} = 35.55 \text{KN.m}$$

$M_{sd} = 30.45 \text{KN.m} < M_{pl,rd} = 35.55 \text{KN.m}$ Condition vérifié

➤ **Vérification à la flèche :**

$$q_{ser} = q_{ser} + P_p = 15.47 + 1.88 = 17.35 \text{KN/m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{3200}{250} = 12.8 \text{mm}$$

$$f_{max} = \frac{5q_{ser} L^4}{348EI} = \frac{5 \cdot 17.35 \cdot 3200^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1317 \cdot 10^4} = 8.56 \text{mm}$$

$f_{max} = 8.56 \text{mm} < f_{adm} = 12.8 \text{mm}$ condition vérifié

IV.2) L'acrotère :

IV.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1kN/ml) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

IV.2.2 Dimension de l'acrotère :

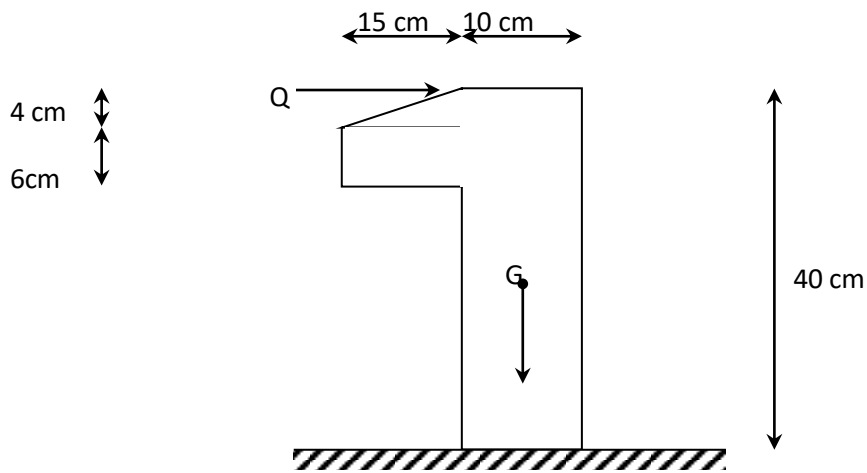
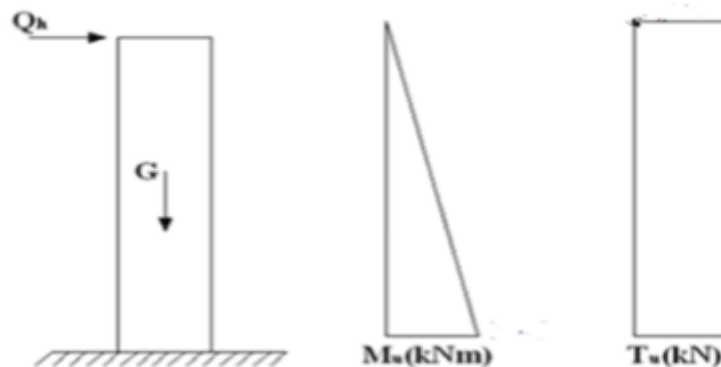


Figure IV .2.1 Coupe verticale de l'acrotère.

a) Schéma statique :



b) Calcul des efforts :

Poids propre de l'acrotère G :

$$G = \rho \times S$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[(0,10 \times 0,40) + (0,06 \times 0,15) + \frac{0,15 \times 0,04}{2} \right]$$

$$G = 1.3 \text{KN/ml}$$

Revêtement en ciment : ($e = 2 \text{cm}$; $\rho = 14 \text{ kN/m}^3$)

$$G = \rho_{ci} \times e \times p_c = 14 \times 0.02 \times (40 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0.28$$

$$G = 1.58 \text{KN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{KN/ml}$.

-Moment fléchissant max M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0.4 \times 1 \text{ml} = 0.4 \text{KNm}$$

-Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ml} = 1 \text{KN}$

-Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ml} = 1.3 \text{KN}$

c) Combinaison de charge :

A l'ELU : la combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{cases} N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.25 = 1.755 \text{ (KN)} \\ M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.4 = 0.6 \text{ (KN.m)} \\ T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ (KN)} \end{cases}$$

A l'ELS : la combinaison est : $G + Q$

$$\begin{cases} N_s = G = 1.3 \text{ (KN)} \\ M_s = M_Q = 0.4 \text{ (KN.m)} \\ T_s = T = 1 \text{ (KN)} \end{cases}$$

d) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire pour le calcul en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 , soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

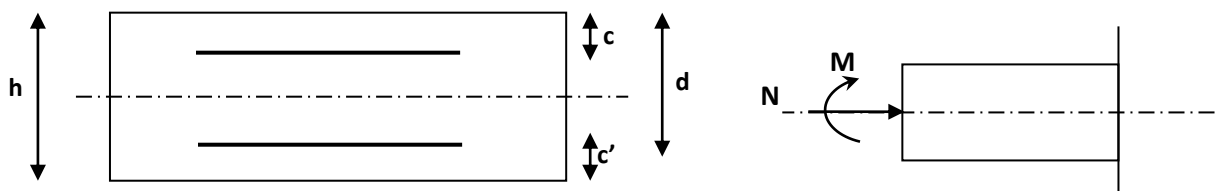


Figure IV .2.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section ($h = 10 \text{cm}$)

c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton «enrobage» ($c = c' = 2 \text{cm}$)

$d = h - c$: Hauteur utile ($d = 8 \text{cm}$)

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

• **Position de centre de pression à l'ELU :**

N est un effort de compression à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{1.755} = 0.341m = 34\text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm}$$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée

par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M ; puis en flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = y$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

❖ **Calcul de la section en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u (e_u + (h/2) - c) = 1.755 \left(0.36 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.649\text{KN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.649 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0.00714 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

D'après l'interpolation $\Rightarrow \beta = 0,9946$

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,649 \times 10^3}{0,9946 \times 8 \times \frac{400}{1,15}} = 0.234\text{cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée des armateurs réels:**

• La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,238 - \frac{1.755}{34,8} = 0.187 \text{ cm}^2$$

e) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :(Art .A.4.2.1 /BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min}=0.966 \text{ cm}^2$ Avec : $es = M_s / N_s = 0.31 \text{ m}$.

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ **CONCLUSION :**

$A_s < A_{\min} \Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée donc on adoptera à une section :

$$A = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartitions :**

$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 50 cm de hauteur, avec un espacement de $s_t = 50/4 = 12.5 \text{ cm}$.

❖ **Vérification au cisaillement :**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,5}{10^2 \times 8} = 0.02 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc pas de risque cisaillement.

❖ **Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL/ Art 6.1,3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

Ψ_s : coefficient de scellement. $\Psi_s = 1.5$ pour les HA
 $\Psi_s = 1$ pour les R L

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10.05 \text{ cm}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles de barres.

n : nombre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.207 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Longueur de scellement droit :(BAEL 91 1.2.2) :**

$$\begin{cases} L_s = 40 \Phi & \text{pour FeE 400} \\ L_s = 50 \Phi & \text{pour FeE 500 et les ronds lisses} \end{cases}$$

Dans notre cas : FeE 400

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{cm}$$

▪ **Espacement des barres :**

- Armatures principales : $S_t = 16 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{cm}$.
- Armatures principales : $S_t = 16 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{cm}$.

\Rightarrow Condition vérifiée.

f) Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS.).

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.4}{1.3} = 0.31 \text{m}$$

$e_0 = 31 \text{cm}$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier

On a :

$$Y_1 = y_c + C$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e - h / 2 = 31 - 10 / 2 = 26 \text{cm}$$

$$e_{ser} = [C + (d - h/2)] \Rightarrow e_{ser} = 29 \text{cm}$$

$$C = d - e_{ser} = 8 - 29 = -21 \text{cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P Y_2 + q = 0 \dots \dots (*)$$

Avec :

y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d-c)^2$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} p = -1425.918 \text{ cm}^2 \\ q = 20513.54 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient

$$Y^3 + 5.388 Y^2 - 120.328 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = 8.71 \times 10^6$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0.98$$

$$\cos \varphi = -0.95 \Rightarrow \varphi = 168.52^\circ$$

Après itération on trouve :

avec :

- $Y_1 = a \cos(\varphi/3) = 24.49 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 19.40 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -43.90 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2\sqrt{-p/3} = 44$$

La solution qui convient : $y_c = 24,49 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < h$ avec $y_1 = y_c + c = 2.49 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,49 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section**

$$I = \frac{b \times y_{SER}^3}{3} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 2,49^3}{3} + 15 \times 0.966 \times (8 - 2,49)^2 = 954.526 \text{ cm}^4$$

$$I = 954,526 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte du béton**

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{I} \times y_c \Rightarrow K = \frac{1.25 \times 10^3}{954.526 \times 10^4} \times 24.49 \times 10$$

$$K = 0.032 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_c = 0.032 \times 2,49 \times 10 = 0.797 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0.797 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier 0**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = 266.66 \text{MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{I} y_c (d - y_{SER}) = 2.65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{T_U}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019$$

$$\bar{\tau}_U = \min \{ 0.1 f_{c28} ; 4 \text{MPa} \} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.019 < \bar{\tau}_U = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

g) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2)

$$\Rightarrow A = 0.08 \text{ (Art 4.2.3 tab 4-1)}$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1) dans notre cas :

(C_p = 0.8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,675KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.58 = 1.264 \text{ KN/ml}$$

$$F_p > Q = 1 \text{KN/ml}$$

⇒ Condition vérifiée.

$$Q_U = \max (1.5 Q , F_p) = 1.5Q$$

$$F_p < Q_U$$

➤ **Conclusion :**

La condition étant vérifiée alors l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile, on adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

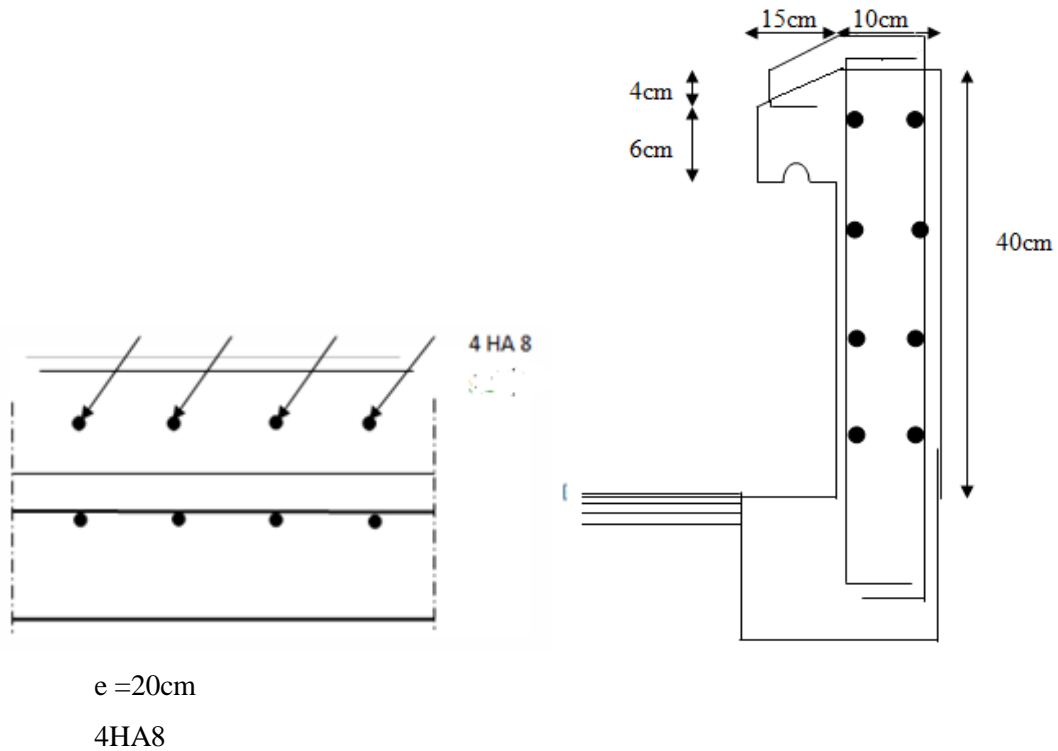


Figure IV .2.3 Schémas de ferrailage de l'acrotère.

Conclusion :

Après avoir étudié les différents éléments secondaires, en leur conférant des sections d'armatures convenables, selon les sollicitations engendrées et les règles de mise en œuvre dictées par le (BAEL99), on va passer immédiatement à l'étude et l'analyse sismique de la structure du bâtiment.

CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE

V.1 Introduction

Vu que l'activité sismique qui peut se produire à tout moment provoquant d'importants dégâts humains et matériels dans les bâtiments, ces derniers doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques en vigueur.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes **RAP99/V2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée en utilisant le logiciel de calcul Robot Structural Analysis.

V.2 ÉTUDE DYNAMIQUE**V.2.1 Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties. L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.2 MODELISATION

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure. Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/V2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V.2.2.1 La Méthode Statique Equivalente**V.2.2.1.1 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 projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

V.2.2.1.2 Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux 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.

V.2.2.1.3 Conditions d'applications

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées dans la condition précédente, et les conditions complémentaires suivantes :
 - ❖ Zone I : Tous les groupes.
 - ❖ Zone IIa :
 - ✓ Groupe d'usage 3.
 - ✓ Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7niveaux ou 23m.
 - ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5niveaux ou 17m.
 - ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3niveaux ou 10m.
 - ❖ Zone IIb et III :
 - ✓ Groupe d'usage 2 et 3, si la hauteur est inférieure ou égale à 5niveaux ou 10m.
 - ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3niveaux ou 10m.
 - ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2niveaux ou 8m.

V.2.2.2 Méthode D'analyse Modale Spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.2.2.1 Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.2.2.2.2 Modélisation :

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 déformations significatifs dans le calcul des forces d’inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d’implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

V.2.2.2.3 Spectre de réponse de calcul :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone.

η : facteur de correction d’amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement [tableau 4.3 ; (RPA99/V2003)

Q : Facteur de qualité

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7; (RPA99/V2003)

Pour notre cas :

- L’ouvrage est du “groupe 2” (bâtiment à usage d’habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L’implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **BLIDA**(zone III).Donc : A=0,25.
- η : Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 5%).

- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 1$
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=5\%$).
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

Dans notre cas on utilise un système de contreventement différent dans les deux directions considérées :

$R = 4$ Ossature contreventée par palée triangulées X.

$R = 3$ Ossature contreventée par palée triangulées V.

Il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite ($R=3$)

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

(Site 3: $T_1=0,15$ s et $T_2=0,5$ s).

- Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$$

- Valeurs du coefficient de pondération : Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés $\beta = 0.2$.

V.2.2.2.4 Nombre Des Modes Considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

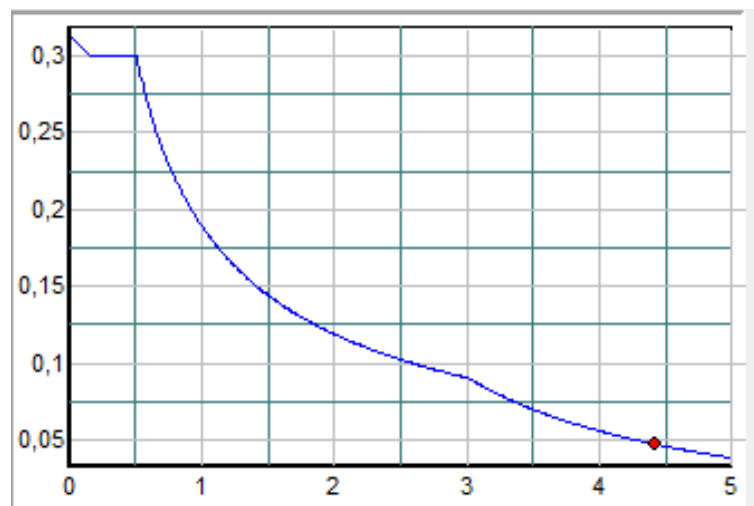


Figure V-1: spectre de réponse.

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode.

V.2.2.3 Modélisation :

V.2.2.3.1 Modèle 1 (Modèle Initial) :

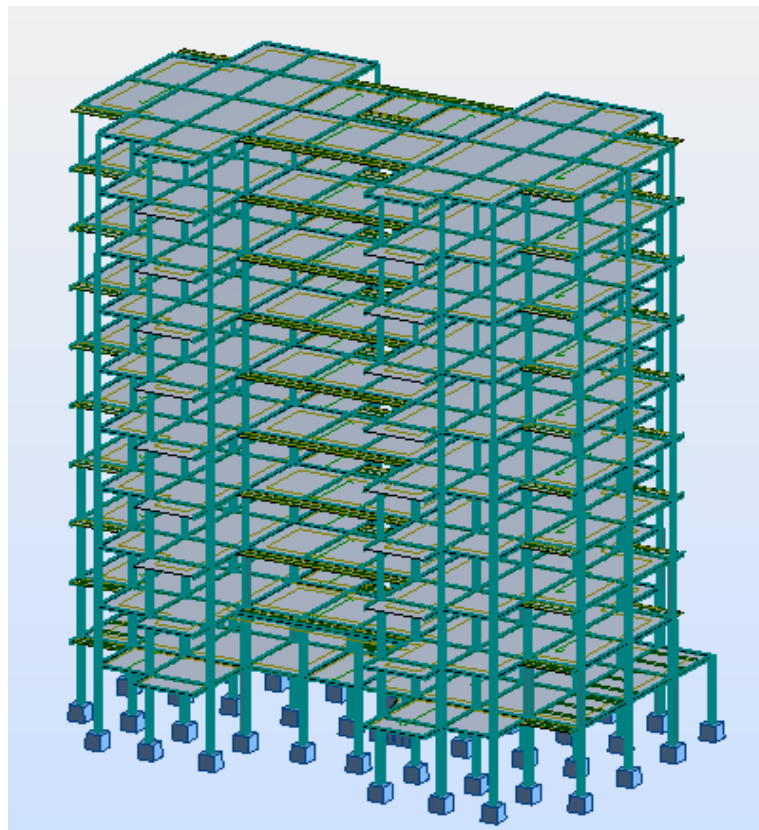


Figure V-2: Le 1^{er} modèle sur Robot.

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-1: Période et facteurs de participation massique du 1^{er} modèle.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	0,36	2,76	71,54	0,01	0,0	71,54	0,01	0,0
3/ 2	0,44	2,27	78,34	0,02	0,0	6,80	0,02	0,0
3/ 3	0,48	2,07	78,36	77,20	0,0	0,01	77,17	0,0
3/ 4	1,12	0,90	89,10	77,20	0,0	10,74	0,00	0,0
3/ 5	1,36	0,73	90,31	77,20	0,0	1,21	0,00	0,0
3/ 6	1,51	0,66	90,31	89,06	0,0	0,00	11,86	0,0
3/ 7	1,97	0,51	94,10	89,06	0,0	3,79	0,00	0,0
3/ 8	2,44	0,41	94,39	89,06	0,0	0,29	0,00	0,0
3/ 9	2,71	0,37	94,40	93,39	0,0	0,01	4,33	0,0
3/ 10	2,86	0,35	96,59	93,41	0,0	2,19	0,02	0,0

Interprétations :

Ce modèle nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement. Nous remarquons que la structure est très souple, l'ajout des contreventements est nécessaire selon (RPA99/V2003) pour rigidifier la structure.

V.2.2.3.2 Modèle final :

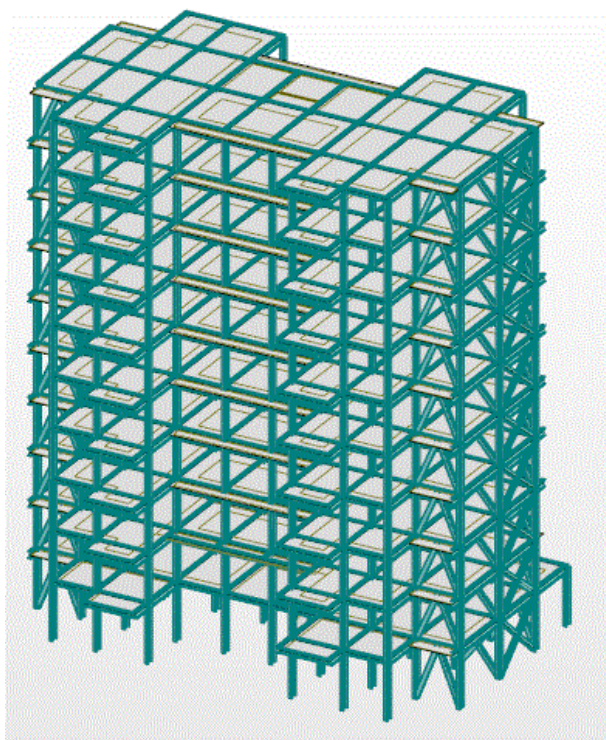


Figure V-3: Le modèle final sur Robot

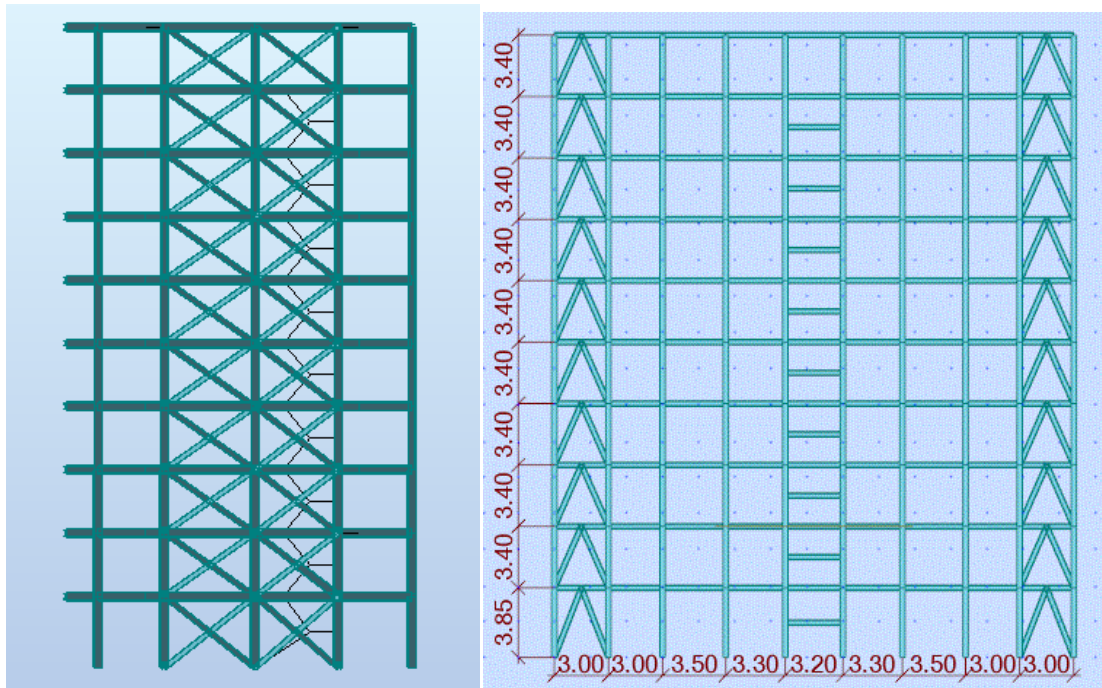


Figure V-4: La position des contreventements

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-2: Période et facteurs de participation massique du modèle final.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,07	0,93	71,08	0,00	0,0	71,08	0,00	0,0
3/ 2	1,59	0,63	71,09	75,06	0,0	0,01	75,06	0,0
3/ 3	1,99	0,50	71,12	75,32	0,0	0,04	0,26	0,0
3/ 4	3,80	0,26	88,34	75,32	0,0	17,21	0,00	0,0
3/ 5	5,06	0,20	88,34	90,24	0,0	0,00	14,91	0,0
3/ 6	6,46	0,15	88,35	90,27	0,0	0,01	0,03	0,0
3/ 7	7,66	0,13	95,08	90,27	0,0	6,73	0,00	0,0
3/ 8	9,45	0,11	95,09	95,32	0,0	0,01	5,05	0,0
3/ 9	11,86	0,08	98,06	95,32	0,0	2,98	0,00	0,0
3/ 10	12,14	0,08	98,06	95,33	0,0	0,00	0,01	0,0

Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0.93s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y

- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

V.2.3 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES :

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Suivant X :

Tableau V-3: Vérification de déplacement inter-étage selon l'axe X-X.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
4/ 1	0,3	0,0	0,3	0,0
4/ 2	0,8	0,0	0,5	0,0
4/ 3	1,5	0,0	0,6	0,0
4/ 4	2,2	0,1	0,7	0,0
4/ 5	3,0	0,1	0,8	0,0
4/ 6	3,8	0,1	0,8	0,0
4/ 7	4,6	0,1	0,8	0,0
4/ 8	5,4	0,1	0,8	0,0
4/ 9	6,1	0,1	0,7	0,0
4/ 10	6,8	0,1	0,7	0,0

Suivant Y :

Tableau V-4: vérification de déplacement inter-étage selon l'axe Y-Y.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
5/ 1	0,0	0,3	0,0	0,3
5/ 2	0,0	0,6	0,0	0,3
5/ 3	0,0	1,0	0,0	0,4
5/ 4	0,1	1,4	0,0	0,4
5/ 5	0,1	1,8	0,0	0,4
5/ 6	0,1	2,2	0,0	0,4
5/ 7	0,1	2,6	0,0	0,4
5/ 8	0,1	3,0	0,0	0,4
5/ 9	0,1	3,3	0,0	0,3
5/ 10	0,1	3,6	0,0	0,3

Conclusion

Les déplacements latéraux inter étage sont inférieurs à la limite imposée par .
(RPA99/V2003)

$$(\Delta_{adm} = 3.4 \text{ cm})$$

V.2.4 ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE

(T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser dans notre cas selon le (RPA99/V2003) est :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \end{cases}$$

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N
- C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
- D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa bas dans la direction de calcul considérée

C_T	Portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie	0.085
H_n	Hauteur total	34.45m
D_x	Dimension de la structure suivant x	28.8 m
D_y	Dimension de la structure suivant y	18.3m

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} 0.09 \frac{34.45}{\sqrt{28.8}} \\ 0.09 \frac{34.45}{\sqrt{18.3}} \end{cases} \\ T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0,085 \times 34.45^{3/4} \end{cases}$$

La valeur de T considère dans les deux directions :

✚ **Sens x-x** : $T_x = \min| 0,578; 1.2| = 0,578, s$

✚ **Sens y-y** : $T_y = \min| 0,725; 1.2| = 0,725s$

$\Rightarrow 1,3T_x = \mathbf{0,75 s}$

$\Rightarrow 1,3 T_Y = \mathbf{0,94 s}$

V.2.5 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE EQUIVALENTE :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule citée dans le règlement parasismique :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

A. A : coefficient d'accélération (Tableau 4.1, page 37, (RPA99/V2003))

B. D : facteur d'amplification dynamique.

- $T_2 = 0.5 \text{ s}$ (Site S_3)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \end{cases}$$

- $\xi = 5\%$

- $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

C. Q : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Tableau V-5: facteur de qualité $Q_{/xx}$

Critère Q	P q _x	
	Observé	N/observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.1
Q=1,15		

Tableau V-6: facteur de qualité Q_{YY}

Critère Q	P Q_y	
	Observé	N/observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10
Q=1,15		

Tableau V-7: la force sismique par la méthode statique équivalente

A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	$0.8V_x$ (KN)	$0.8V_y$ (KN)
0.25	2,26	1.98	1.15	3	21970	4780.17	4162.54	3824.13	3330.034

V.2.6 RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment...) de même différence $\frac{0.8V}{V_{dyn}}$.

Résultats suivant l'axe X-X :

V_t (KN)	$0.8 V_x$ (KN)	$V_t > 0.8 V$
3845.00	3824.13	Vérifiée

Résultats suivant l'axe Y-Y :

V_t (KN)	$0.8V_y$ (KN)	$V_t > 0.8 V$
4557.00	3330.034	Vérifiée

V.2.7 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K
- 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 d'étage 'k'.

Tableau V-8 : JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ

Niveaux	P (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	ΔK_x (cm)	ΔK_y (cm)	H_k (cm)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0,1$
9	2630.03	1022.55	1064.51	0.7	0.3	340	0.005	0.002	Vérifiée
8	4769.015	1632.37	1795.74	0.7	0.3	340	0.006	0.002	Vérifiée
7	6909.25	2099.79	2405.20	0.8	0.4	340	0.007	0.003	Vérifiée
6	9050.39	2487.06	2922.32	0.8	0.4	340	0.008	0.003	Vérifiée
5	11176.955	2817.57	3363.87	0.8	0.4	340	0.009	0.003	Vérifiée
4	13313.925	3106.84	3737.78	0.8	0.4	340	0.010	0.004	Vérifiée
3	15451.935	3359.86	4284.42	0.7	0.4	340	0.009	0.004	Vérifiée
2	17570.69	3567.81	4284.40	0.6	0.4	340	0.008	0.004	Vérifiée
1	19709.42	3725.17	4454.52	0.5	0.3	340	0.007	0.003	Vérifiée
R.D.C	21970.35	3834.44	4555.89	0.3	0.3	385	0.004	0.003	Vérifiée

V.2.8 Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- ✓ Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{er} et 2^{ème} mode sont en translation et la 3^{ème} mode en torsion pour avoir plus de sécurité.
- ✓ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'ajustement par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ✓ Vérifier le déplacement inter-étage.
- ✓ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.

Ces critères sont vérifiés, donc on adopte cette disposition du contreventement.

CHAPITRE VI
VERIFICATION DES ELEMENT
PRINCIPAUX

VI.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de notre structure en se basant sur les résultats obtenus des chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel utilisé. En général, les structures métalliques sont constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. La vérification de ses éléments exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, au niveau de la structure et au niveau de chaque élément.

VI.2 VERIFICATION DES POTEAUX :

Les poteaux sont sollicités en flexion et en compression où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M (M_z et M_y). On se basant sur les vérifications exigées par le règlement sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. La vérification se fait sous les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q + E
- 0.8G + E

On doit combinées les sollicitations dans les cas plus défavorables :

- Une compression maximale (N_{max}) et un moment correspondant (M_{corr}).
- Un moment maximal (M_{max}) et une compression correspondante (N_{corr}).

VI.2.1Vérification Du Flambement :

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sd,y}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

❖ Détermination de la longueur de flambement

- Nœud fixe : $\frac{L_f}{L_0} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) - 0,055 \times (\eta_1 \times \eta_2)$

η_1, η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux

$$\eta = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

❖ Calcul de K_z

- $K_z = 1 - \left[\frac{\mu_z - N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \right] \leq 1$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{MLT}) - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$
- $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$

❖ Calcul de K_y

- $K_y = 1 - \left[\frac{\mu_y - N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \right] \leq 1$

- $\mu_z = \bar{\lambda}_y \times \left((2 \times \beta_{MLT}) - 4 \right) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$
- $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$

Tableau VI-1 : Sollicitation du poteau HEA500

Poteau	F(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
20	1748.15	- 152.39	8.66

Tableau VI-2: Sollicitation du poteau HEA450

Poteau	F(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
1443	792.96	-92.75	59.15

Tableau VI-3: Sollicitation du poteau HEA400

Poteau	F(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
1008	426.82	-4,24	83.37

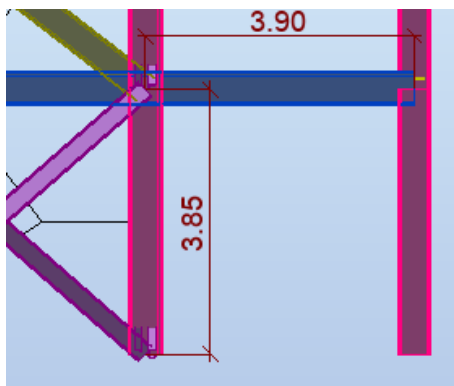


Figure VI-1: Vu Sur Poteau 20

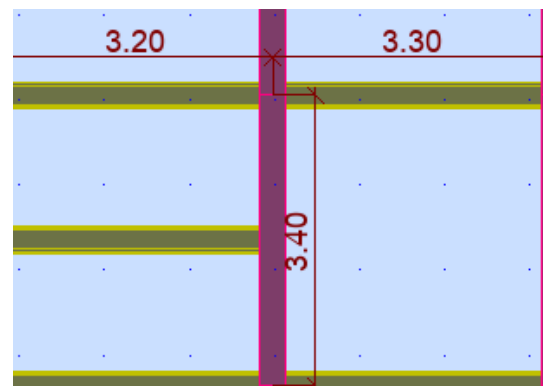


Figure VI-2: Vu Sur Poteau 1443

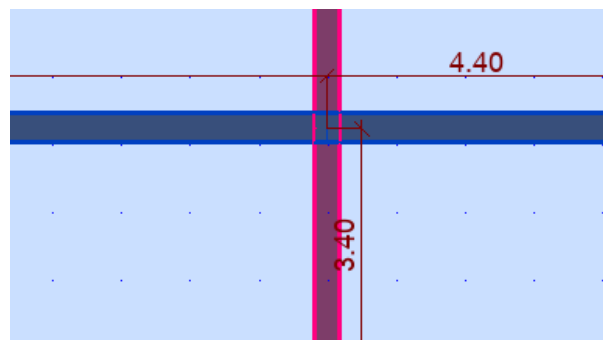


Figure VI-3: Vu Sur Poteau 1008

Poteau HEA500 :

➤ Poteau 20

$$\begin{cases} \eta_1 = \frac{K_{CHEA500} + K_{CHEA500}}{K_{CHEA500} + K_{CHEA500} + K_{HEA500} + K_{HEA500}} \\ \eta_2 = 0 \text{ encastrement} \end{cases}$$

⇒ *Exemple de calcul :*

$$\begin{array}{l} \text{Suivant l'axe Y-Y} \\ \left\{ \begin{array}{l} K_{CHEA500} = \frac{10370 \times 10^4}{3850} = 26935.06 \text{ mm}^3 \\ K_{HEA500} = \frac{10370 \times 10^4}{3400} = 30500 \text{ mm}^3 \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{suivant l'axe Z-Z} \\ \left\{ \begin{array}{l} K_{CHEA500} = \frac{86970 \times 10^4}{3850} = 225896.10 \text{ mm}^3 \\ K_{HEA500} = \frac{86970 \times 10^4}{3400} = 255794.11 \text{ mm}^3 \end{array} \right. \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{CHEA500} = \frac{10370 \times 10^4}{3900} = 26589.74 \text{ mm}^3 \\ K_{HEA500} = \frac{10370 \times 10^4}{44000} = 23568.18 \text{ mm}^3 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} K_{CHEA500} = \frac{86970 \times 10^4}{3900} = 223000 \text{ mm}^3 \\ K_{HEA500} = \frac{86970 \times 10^4}{4400} = 197659.09 \text{ mm}^3 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.533 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} \eta_1 = 0.426 \\ \eta_2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{L_f}{L_0} = 0.574 \\ L_f = 2.2 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{L_f}{L_0} = 0.559 \\ L_f = 2.15 \text{ m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_z = \frac{L_f/i}{\lambda_1} = 0.320 > 0.2 \text{ risquedeflambement} \\ i = 7.24 \times 10 \text{ mm} \\ \lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 93.91 \\ \varepsilon = 1 (f_y = 235 \text{ MPA}) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{L_f/i}{\lambda_1} = 0.222 > 0.2 \text{ risquedeflambement} \\ i = 20.98 \times 10 \text{ mm} \\ \lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 93.91 \\ \varepsilon = 1 (f_y = 235 \text{ MPA}) \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \text{lacourbez} - z : b \\ \alpha = 0.34 \\ \phi = 0.571 \\ \chi_z = 0.957 \end{cases} \quad \begin{cases} \text{lacourbey} - y : a \\ \alpha = 0.21 \\ \phi = 0.526 \\ \chi_y = 0.997 \end{cases}$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_z, \chi_y) = \chi_{min} = \chi_z = 0.957$$

$$\begin{cases} K_z = 1.39 \leq 1.5 \\ \mu_z = 0.83 \\ \psi = -0.98 \\ \beta_{Mz} = 2,48 \end{cases} \quad \begin{cases} K_y = 0.600 \leq 1.5 \\ \mu_y = 0.32 \\ \psi = -0.99 \\ \beta_{My} = 2,49 \end{cases}$$

$$\frac{1748.15 \times 10^3}{0.957 \times \frac{119750 \times 235}{1.1}} + \frac{0.60 \times -152.39 \times 10^3}{3949 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1.39 \times 8.66 \times 10^3}{1059 \times \frac{235}{1.1}} = 0.380 \leq 1$$

Tableau VI-4: Résultats de vérification de flambement

Profile	Barre	sens	η		L f	λ̄	χ	K	Résultats	vérification
			η ₁	η ₂						
HEA500	20	Y-Y	0.533	0	2.2	0.32	0.957	1.39	0.38 < 1	C.V
		Z-Z	0.426	0	2.15	0.22	0.997	0.60		
HEA 450	1443	Y-Y	0.552	0.564	2.17	0.317	0.958	1.19	0.43 < 1	C.V
		Z-Z	0.524	0.944	2.3	0.229	0.994	0.80		
HEA 400	1008	Y-Y	0.527	0.539	2.15	0.311	0.960	1	0.28 < 1	C.V
		Z-Z	0.411	0.271	2	0.226	0.99	1.2		

VI.2.2 VERIFICATION DE DEVERSEMENT :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{sd,y}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

❖ Calcul de K_{LT}

- $K_{LT} = 1 - \left[\frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \right] \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$
- $\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$

❖ Calcul de χ_{LT}

- $\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$
- $\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0.21$ Profilés laminés

❖ Calcul de $\bar{\lambda}_{LT}$

- $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W}$
- $\beta_W = 1$ profilé de classe 1

❖ Calcul de λ_{LT}

- $\lambda_{LT} = \frac{K \times L / i}{\sqrt{C_1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{KL}{h_{tf}} \right)^2 \right]^{0.25}}}$
- $K = 0.7$ (appuis et encastrement)
- $K_w = 0.5$ (aucun dispositif)

❖ Exemple De Calcule Poteau HEA 500

$$\begin{cases} K_w = 0.5 \\ K = 0.7 \\ C_1 = 3.063 \\ \lambda_{LT} = 17.63 \\ \alpha_{LT} = 0.21 \\ \phi_{LT} = 0.516 \\ \chi_{LT} = 0.826 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_{LT} = 1 \\ \mu_{LT} = -0.11 < 0.9 \\ \bar{\lambda}_z = 0.22 \\ \phi_{MLT} = 1 \\ \beta_{MLT} = 1.1 \end{cases}$$

Tableau VI-5: Résultats De Vérification De Déversement

	Barres	μ_{LT}	K_{LT}	χ_{LT}	K_z	Résultats	Vérification
HEA500	20	-0.11	1	0.826	0.60	0.24<1	C.V
HEA450	1443	-0.11	1	0.503	0.80	0.17	C.V
HEA400	1008	-0.11	1	1.009	1.2	0.65<1	C.V

VI.3 VERIFICATION DES POUTRES :

Les éléments poutres sont bi encasté dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc les étapes de la vérification de ces éléments sont :

- Vérification de la flexion
- Vérification de l'effort tranchant
- Vérification de déversement

VI.3.1 Poutre principale HEA 500 :

VI.3.1.1 Vérification de la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$$

$$M_{sd} = \max |M_{Max}; M_{Min}|$$

Tableau VI-6 : Vérification de la flexion

HEA 500	$M_{sd}(KNM)$	$M_{pl,rd}(KNM)$	$r = \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}}$	$M_{sd} < M_{c,rd}$
Barre311	250.95	1086	0.23	Vérifiée

VI.3.1.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\circ V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Tableau VI-7: Vérification de l'effort tranchant.

HEA 500	V _{sd} (KNM)	A(mm ²)	V _{pl,rd} (KNM)	$r = \frac{V_{sd}}{V_{pl,rd}}$	V _{sd} < V _{pl,rd}
Barre 311	94.08	19750	1186.31	0.07	Vérifiée

VI.3.1.3 Vérification De Déversement :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$$

Tableau VI-8: Vérification de déversement

HEA 500	M _{sd} (KNM)	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	M _{b,rd} (KNM)	$r = \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}}$	M _{sd} < M _{c,rd}
Barre 311	250.95	22	0.521	0.84	826.93	0.3	Vérifiée

VI.3.2 POUTRE SECONDAIRE HEA 320 :

VI.3.2.1 Vérification de la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$$

$$M_{sd} = \max |M_{Max}; M_{Min}|$$

Tableau VI-9: Vérification de la flexion

HEA 320	M _{sd} (KNM)	M _{pl,rd} (KNM)	$r = \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}}$	M _{sd} < M _{c,rd}
Barre 90	62.4	447.76	0.14	Vérifiée

VI.3.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Tableau VI-10: Vérification de l'effort tranchant.

HEA 320	V _{sd} (KNM)	A(mm ²)	V _{pl,rd} (KNM)	$r = \frac{V_{sd}}{V_{pl,rd}}$	V _{sd} < V _{pl,rd}
Barre 311	563.94	12440	653.07	0.86	Vérifiée

VI.3.2.3 Vérification De Déversement :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_m}$$

Tableau VI-11: Vérification de déversement

HEA 320	M _{sd} (KNM)	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	M _{b,rd} (KNM)	$r = \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}}$	M _{sd} < M _{c,rd}
Barre 311	62.4	13.37	0.50	0.93	378.89	0.06	Vérifiée

VI.3.3 VÉRIFICATION DES CONTREVENTEMENTS 2UPN 300 :

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction. Les étapes de la vérification de ces éléments sont :

- Vérification de traction simple.
- Vérification de compression simple.

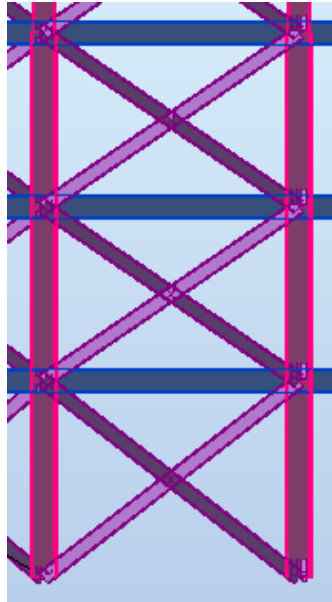


Figure VI-4: Vue sur les CV(X)

VI.3.3.1 Vérification De La Traction Simple

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau VI-12 : Vérification de la traction simple.

N _{sd} (KN)	A(mm ²)	N _{t,rd} (KN)	N _{sd} < N _{t,rd}
472.79	5880	2763.60	Vérifiée

VI.3.3.2 Vérification De La Compression Simple :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau VI-13: Vérification de la compression simple.

N _{sd} (KN)	A(mm ²)	N _{pl,rd} (KN)	N _{sd} < N _{pl,rd}
454.9	5880	2763.60	Vérifiée

VI.3.3.3 Vérification De Flambement :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$l_f = l_0 \times K$$

$$K = 0,5$$

Tableau VI-14: vérification de flambement.

Profile	Sens	I_0	I_f	λ	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ	$N_{c,rd}$	N_{sd}	$N < N_{c,rd}$
2UPN300	y-y	4.8	2.4	82.75	0.88	0.958	0.748	2768.66	909.8	Vérifiée
	z-z	4.8	2.4	20.51						

VI.4 CONCLUSION :

Finalement, les profilés adoptés sont regroupés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau VI-15: Les profilés finaux

Niveau étage	Poteaux	PP	PS	CV
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA500	HEA 500	HEA 320	2UPN300
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	HEA450	HEA 500	HEA 320	2UPN300
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme}	HEA 400	HEA500	HEA 320	2UPN300

CHAPITRE VII
ETUDE DES ASSEMBLAGES

VII.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement.

Dans notre projet nous aurons recours à deux types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons H-R.

Dans ce chapitre, (04) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poteau - poteau.
- Assemblage poteau - poutre.
- Assemblage contreventement.
- Assemblage pied de poteau.

VII.1 boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance(HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VII-1 : Caractéristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

VII .2.1 Dispositions constructives des assemblages

Tableau VII-2 : Normes des dimensions des trous de boulon

BOULON TROU	à / de M12	à / de M14	à / de M16	à / de M22	à / de M24	Au-delà M27
Normalisé « d_o »	d + 1		d + 2		D + 3	
Surdimensionné « d_o »	d + 3	d + 4			d + 6	d + 8
Oblong court	(d + 1) par (d + 4)		(d + 2) par (d + 6)		(d + 2) par (d + 8)	(d + 3) par (d + 10)
Oblong long	(d + 1) par 2.5 .d		(d + 2) par 2.5 .d			(d + 3) par 2.5 .d
d : diamètre nominal du boulon en mm						

VII.2 .2 Coefficient de frottement μ :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Tableau VII-3: Coefficient de frottement μ

Classe de traitement	μ coefficient de frottement	Etat de surface
A	0,5	Grenailé ou sablé
B	0,4	Grenailé, sablé et peint
C	0,3	Brossé
D	0,2	Non traité

VII.2 .3 Facteur de corrélation approprié β_w :**Tableau VII-4:** Valeurs de Facteur de corrélation approprié β_w

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
β_w	0.8	0.85	0.9

VII.2 .4 Coefficients partiels de sécurité γ_{mw} :**Tableau VII-5:** Valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{mw}

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
γ_{mw}	1.25	1.3	1.35

VII.2.5 Coefficients K_s :**Tableau VII-6:** Valeurs du coefficient K_s

Coefficient	Trou nominal	Trou surdimensionné	Trou oblong
K_s	1	0,85	0,7
$\gamma_{M_s,ser}$	1,20	1,20	1,20
$\gamma_{M_s,ult}$	1,10	1,25	1,25

VII.3 ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU (HEA500; HEA450)

Les effort obtenue d'après le robot

- $M_{sd} = 102.34 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 834.21 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 59.61 \text{ KN}$

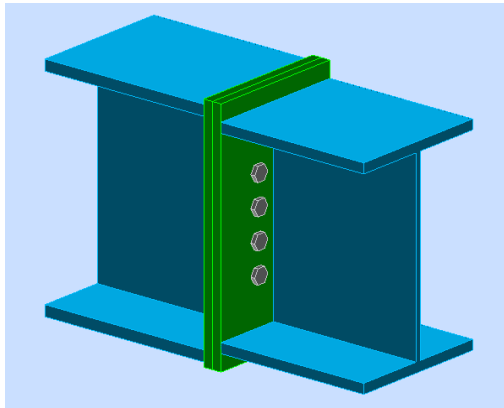


Figure VII-1: Assemblage poteau-poteau

VII.3.1 Disposition Constructives :

On a l'épaisseur de la platine égale à 20mm alors on prend deux files de 8 boulons HR de diamètre $\varnothing = 18\text{mm}$, classe 10.9.

VII.3.1.1 Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22\text{mm.}$$

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm})$
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200\text{mm})$
- $1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12 ; 150\text{mm})$
- $3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200\text{mm})$
- $P_1 = 65\text{mm}$
- $P_2 = 100\text{mm}$
- $e_1 = 158\text{mm}$
- $e_2 = 100\text{mm}$

VII.3.1.2 Détermination des efforts dans les boulons :

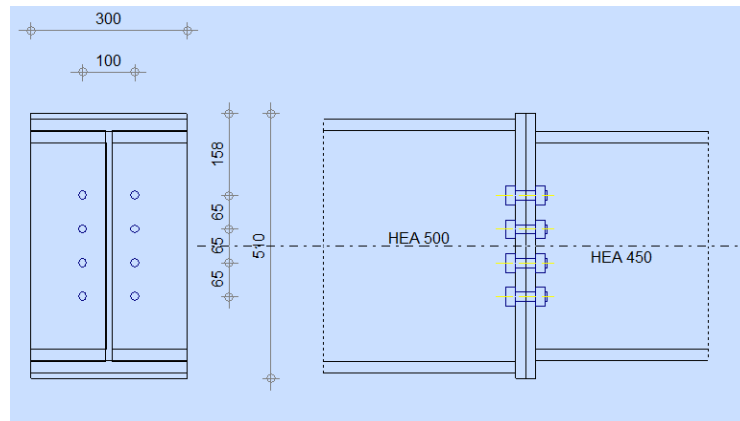


Figure VII-2: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

VII.3.1.3 Position de l'axe neutre :

$$N1 = \frac{M \cdot d1}{n \sum d_i^2}$$

- d1 = 158mm
- d2 = 223mm
- d3 = 288mm
- d4 = 353mm
- $\sum d_i^2 = 0,282m^2$
- $N1 = \frac{M \cdot d1}{n \sum d_i^2} = \frac{102,34 \times 0,158}{2 \times 0,282} = 28.66kN$
- N2 = 40.46kN
- N3 = 52.25kN
- N4 = 64.05kN

Il faut vérifier que : $N \leq n_0 F_{pc,d} = n_0 \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

- o $n_0=2$ pour une rangée
- o F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,
- o f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR 10,9
- o A_s : L'aire de la section du boulon.

Tableau VII-7 : Position de l'axe neutre.

As(mm2)	$f_{ub}(N/mm)^2$	N4	$n_0 F_{pc,d}$	$N \leq n_0 F_{pc,d}$
192	1000	64.05	268.8	CV

VII.3.1.4 La résistance de l'assemblage sous l'effort de glissement :

L'effort tranchant par boulon :

- o $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$
- o $F_{v,rd} = \frac{k_s \cdot n_f \cdot \mu \cdot (F_{pc})}{\gamma_{Ms}}$

- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb}$
- $F_{pc} = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$
 - $K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.
 - $\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
 - $n = 1$ Nombre d'interfaces de frottement ;
 - $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

Tableau VII-8: La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.

V_{sd}	nb	$F_{v,sd}$	F_u	A_s	F_{pc}	$F_{v,rd}$	$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$
59.61	8	7.45	1000	192	134.40	32.25	C.V

VII.3.1.5 Résistance de l'âme du poteau en traction :

- $F_t \leq F_{t,rd}$
- $F_{t,rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$
 - t : épaisseur d'âme de Poteau =12mm
 - b_{eff} : entraxe rangées boulons =100mm
- $F_t = \frac{M}{h-t_f}$
 - $H = 490$ mm
 - $t_f = 23$ mm

Tableau VII-9: Résistance de l'âme du poteau en traction

$M_{sd}(\text{KN.m})$	$F_t(\text{KN})$	$F_{t,rd}(\text{KN})$	$F_t \leq F_{t,rd}$
102,34	219.14	225.6	C.V

VII.3.1.6 Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) :

- $\sigma_n \leq f_y$
- σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.
- $\sigma = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$

Tableau VII-10: Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

$V_{sd}(\text{KN})$	$A(\text{mm}^2)$	$M_{sd}(\text{KN.m})$	$w_{ely}(\text{mm}^3)$	$\sigma_n(\text{MPa})$	$\sigma_n \leq f_y$
59.61	19750	102.34	3550000	31.83	C.V

VII.4 ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE POTEAU :

✓ **Poutre HEA500- Poteaux HEA 450 :**

- Les efforts sollicitant :

$$M_{sd} = 212.58 kN.m$$

$$V_{sd} = 97.24 kN$$

$$N_{sd} = 543.74 kN$$

VII.4.1 CALCUL DE LA SOUDURE POUTRE HEA 500 :

$$A_{Soudure} = \sum li \times ai = (2l_1 \times a) + (4 l_2 \times a) + (2l_3 \times a)$$

- o $L1 = 300mm$
- o $L2 = 144mm$
- o $L3 = 444mm$
- o $As = 18576mm^2$

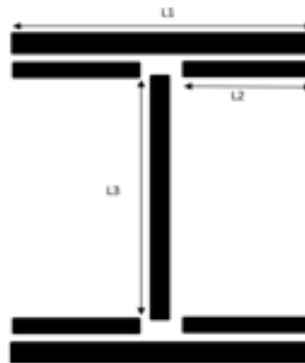


Figure VII-3: Assemblage soudé poutres –platine

VII.4.1.1 Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle :

La nuance d'acier utilisé est S235 donc : $\gamma_{mw} = 1,25$; $\beta_w = 0,8$; $f_u = 360$

$$\diamond a_f \geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

Tableau VII-11: Cordon de la soudure sur semelle.

$t_{fb} (mm)$	$f_y (N/mm)^2$	γ_{m0}	β_w	$f_{us} (Nmm)^2$	γ_{m2}	a_f
23	235	1	0,8	360	1,25	≥ 10.61

VII.4.1.2 Calcul De L'épaisseur Du Cordon Sur L'âme :

$$\diamond a_w \geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{3}}$$

Tableau VII-12: Cordon de la soudure sur âme.

$t_{wb} (mm)$	$f_y (N/mm)^2$	γ_{m0}	β_w	$f_{us} (Nmm)^2$	γ_{m2}	a_w
12	235	1	0,8	360	1,25	$\geq 4.52mm$

On prend $a_s = 9\text{mm}$

VII.4.1.3 Vérification de la Soudure :

VII.4.1.3.1 Vérification le moment et l'effort normal (M et N)

- $\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$
- $I_{ys} = (2l_1 \times a \times d_1^2) + (4l_2 \times a \times d_2^2)$
- $d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 249.5\text{mm}$
- $d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 217.5\text{mm}$

Tableau VII-13: Vérification de M et N

Nsd	Msd	$\sum l_i \times a_i$	Iys(mm ⁴)	h(mm)	f _{us} (Nmm) ²	γ _{m2}	202.67 ≤ 360
543.74	212.58	18576	363399	490	360	1,25	C.V

VII.4.1.3.2 Vérification l'effort tranchons et l'effort normal (V et N) :

- $\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$
- $2 l_3 \times a = 2 \times 262 \times 10 = 5420\text{mm}$

Tableau VII-14: Vérification de N et V.

Nsd	Vsd	$\sum l_i \times a_i$	l(mm)	f _{us} (Nmm) ²	γ _{m2}	36.501 ≤ 360
543.74	97.24	18576	490	360	1,25	C.V

VII.4.1.4 Vérification des boulons HR :

VII.4.1.4.1 Choix de diamètre du boulon HR :

- Epaisseur de la platine : $e_p = 20\text{mm}$
 - $t \leq 10\text{ mm}$ $d = (12 ; 14)\text{ mm}$
 - $10 \leq t \leq 25\text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$
 - $t \geq 25\text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}^3$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20\text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 18\text{mm}$.

VII.4.1.4.2 Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

- $F_{v, sd} \leq F_{v, rd}$
- $F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n}$

- $F_{vrd} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma M_b$
- $n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$

Tableau VII-15: Nombre des boulons.

Vsd	γ_{m2}	As (M16) mm	$f_{ub}(N/mm)^2$	n
97.24	1,25	192	1000	≥ 1.26

- n2 = 2 (nombre de file)
- On prend n=8(boulons) HR
- n1 = 4 (nombre des boulons par ranger)

VII.4.1.4.3 Disposition Constructives :

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 8 boulons HR de diamètre $\phi = 18$ mm, classe 10.9.

VII.4.1.4.3.1 Distance entre axe des boulons :

$d_0 = \phi + 2 = 18 + 2 = 20$ mm.

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150mm) \rightarrow 24 \leq e_1 \leq 240mm$
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200mm) \rightarrow 44 \leq p_1 \leq 280mm$
- $1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150mm) \rightarrow 24 \leq e_2 \leq 240mm$
- $3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200mm) \rightarrow 60 \leq p_2 \leq 280mm$
- P1 = 170mm
- P2 = 120mm
- e1 = 65mm
- e2 = 90mm

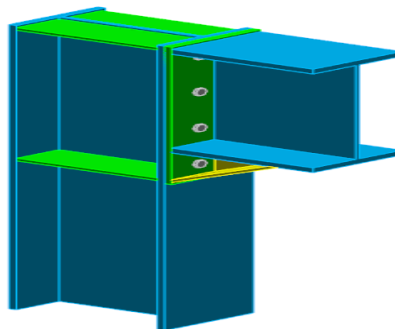


Figure VII-4: Assemblage Poteau – Poutre

VII.4.1.4.4 Détermination des efforts dans les boulons

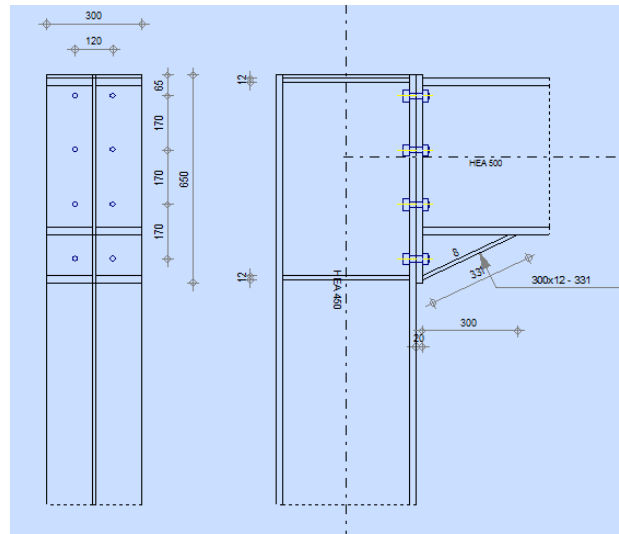


Figure VII-5: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

VII.4.1.4.4.1 Position de l'axe neutre :

$$N1 = \frac{M \cdot d1}{n \sum d_i^2}$$

- $d1 = 65\text{mm}$
- $d2 = 235\text{mm}$
- $d3 = 405\text{mm}$
- $d4 = 575\text{mm}$
- $\sum d_i^2 = 0.554\text{m}^2$
- $N1 = \frac{M \cdot d1}{n \sum d_i^2} = \frac{212.58 \times 0.065}{2 \times 0.554} = 12.47 \text{ KN}$
- $N2 = 45.08\text{kN}$
- $N3 = 77.7\text{kN}$
- $N4 = 110.31\text{kN}$

Il faut vérifier que : $N_4 \leq n_0 F_{pc,d} = n_0 \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

- $n_0=2$ pour une rangée
- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9
- A_s : L'aire de la section du boulon.

As(mm2)	$f_{ub}(\text{N/mm}^2)$	N_4	$n_0 F_{pc,d}$	$N_4 \leq n_0 F_{pc,d}$
192	1000	110.31	268.800	c.v

a- Moment résistant effectif de l'assemblage

- $M_{rd} = \frac{N \cdot d_i^2}{d_4}$
- $N = F_{pc,d}$ (pour une seule rangée)
- $2 \times N = F_{pc,d}$ (pour une seule rangée)

Tableau VII-16 : Vérification de moment effectif.

N (KN)	d_i^2	d_4 (m)	M_{rd}	$M_{sd} \leq M_{rd}$
543.74	0.554	0.575	1047.76	C.V

b- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

L'effort tranchant par boulon :

- o $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$
- o $F_{v,rd} = \frac{ks.nf.\mu.(F_{pc}-0.8.F_t.sd)}{\gamma Ms}$
- o $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb}$
- o $F_{t,sd} = F_N + F_M$
- o $F_{pc} = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$
 - $K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.
 - $\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
 - $n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement ;
 - $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

Tableau VII-17:La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

V_{sd}	nb	$F_{v,sd}$	F_N	F_M	$F_{t,sd}$	F_{pc}	$F_{v,rd}$	$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$
97.24	8	12.155	23,4	12.47	35.87	134.400	25.36	C.V

c- Résistance de l'âme du poteau en traction

- o $F_t \leq F_{t,rd}$
- o $F_{t,rd} = f_y \times t_w c \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$
 - t : épaisseur d'âme de Poteau =11.5mm
 - b_{eff} : entraxe rangées boulons =120mm
- o $F_t = \frac{M}{h-t_f}$
 - $H = 440$ mm
 - $t_f = 21$ mm

Tableau VII-18: Résistance de l'âme du poteau en traction

M	F_t (kN)	$F_{t,rd}$ (kN)	$F_t \leq F_{t,rd}$
212.58	50.735	259.440.	C.V

d- Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

- o $\sigma_n \leq f_y$
- o σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.
- o $\sigma = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$
- o

Tableau VII-19: Résistance de l'âme de poteau en compression

V_{sd} (KN)	A (mm ²)	M_{sd} (KNm)	w_{ely} (mm ³)	σ_n (MPa)	$\sigma_n \leq f_y$
97.24	17803	212.58	2896000	78.86	C.V

e- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

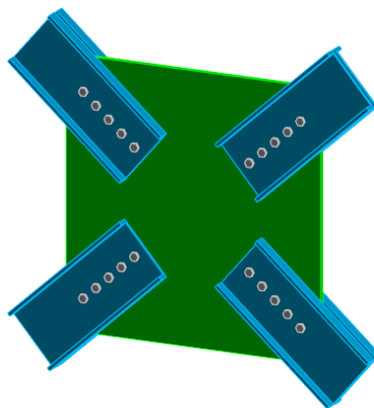
- $F_v \leq V_r$
- $V_r = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{Mo}}$
 - h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 440$ mm.
 - t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 12$ mm
- $F_v = \frac{M}{h-t_f}$

Tableau VII-20: Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

V_r (KN)	F_v (N/mm ²)	$F_v \leq V_r$
575.731	507.350	C.V

VII.5 Assemblage des éléments de contreventement :**VII.5.1 Contreventement en X :**

Pour notre cas les diagonales les plus sollicitées sont formées par des UPN jumelées sa dimension UPN300 ce qui fait les boulons de l'assemblage diagonale – gousset seront doublement cisailés.

**Figure VII-6 :**L'attache de la diagonale 2UPN300-Gousset○ **Effort tranchant**

L'effort tranchant repris par 2UPN300 est : $V_{sd} = 741.21$ kN

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est: $V_{sd} = 370.605$ kN

○ **Nombres et diamètres des boulons**

Une UPN300 :

Soit $d_0 = 22$ mm, ce correspond, avec un jeu de 2 mm, à des boulons de diamètre $d = 20$ mm et de class 6.9.

VII.5.1 Résistance d'un Boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

○ $F_{v,rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$

Tableau VII-21:Résistance au cisaillement.

F_{ub} (N/mm ²)	A s (mm ²)	γ_{mb}	$F_{v,rd}$ (kN)
600	245	1,25	70.56

VII.5.1.2 Nombre des boulons nécessaires :

○ $F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n}$

○ $n = \frac{V_{sd}}{F_{v,rd}}$

Tableau VII-22:Nombre des boulons.

V_{sd} (KN)	$F_{v,rd}$ (N/mm ²)	n	n Pour de range
370.605	70.56	5	10

VII.5.1.3 Disposition des boulons :

- $1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150mm)$ $26.4 \leq e_1 \leq 240mm$
- $2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200mm)$ $48.4 \leq p_1 \leq 280mm$
- $1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150mm)$ $26.4 \leq e_2 \leq 240mm$
- $3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200mm)$ $66 \leq p_2 \leq 280mm$
- $P_1 = 80mm$
- $P_2 = 80mm$
- $e_1 = 80mm$
- $e_2 = 150mm$

VII.5.1.4 Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} < F_{b,rd}$

○ $F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$

○ $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$

○ $F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.97 \times 360 \times 20 \times 20}{1.25} = 279.36kN > F_{v,rd} = 92,16kN$

Tableau VII-23:Vérification de la pression diamétrale.

$F_{v,rd}$	α	f_u	d	t	$F_{b,rd}$	$F_{v,rd} < F_{b,rd}$
70.56	0.97	360	20	20	279.36	C.V

• **Les tiges d’ancrage**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s’opposer à un effort très important, encastrées dans le béton de fondation. L’autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

VII.6.2 VERIFICATION DE BETON A LA COMPRESSION

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_{sd,c}}{A_{eff,t}} \leq f_j$$

- $N_{sd,c}$: Effort de compression=1748.15KN
- $A_{eff,t}$: la section efficace A_{eff}

VII.6.2.1 Calcul de la largeur additionnelle :

- $C = t_p * \sqrt{\frac{f_y}{3 * f_j * \gamma_{m0}}}$

VII.6.2.2 Calcul de la résistance de compression :

$$\Rightarrow f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

- $\beta_j = \frac{2}{3} s i e_m < \begin{cases} 50 \\ 0.2b_p \\ 0.2b_p \end{cases}$

- $k_j = \min \begin{cases} 1 + \frac{d_f}{\max(A_p, B_p)} = 1 + \frac{1000}{\max(980, 600)} = 2,02 \\ 1 + 2 \frac{e_h}{A_p} = 1 + 2 \frac{(1500-980)/2}{980} = 1,53 \\ 1 + 2 \frac{e_h}{B_p} = 1 + 2 \frac{(1500-600)/2}{600} = 2,5 \\ 3 \end{cases}$

- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 16.66 Mpa$

$$\Rightarrow f_j = 17.07 Mpa$$

$$C = 61.27 mm$$

VII.6.2.3 Calcul de la section efficace A_{eff} :

$$A_{eff,t} = 2A_{eff,f} + A_{eff,w}$$

- $A_{eff,f} = b_{eff,f} \times l_{eff,f}$
 $\Rightarrow b_{eff,f} = t_f + 2c$
 $\Rightarrow l_{eff,f} = b + 2c$
- $A_{eff,w} = b_{eff,w} \times l_{eff,w}$
 $\Rightarrow b_{eff,w} = t_w + 2c$
 $\Rightarrow l_{eff,w} = h - 2c$

profilé	h(mm)	b(mm)	tf(mm)	tx(mm)
HEA500	490	300	23	12

Tableau-VII-24: Calcul de A_{eff}

$b_{eff,f}(mm)$	$l_{eff,f}(mm)$	$A_{eff,f}(mm^2)$	$b_{eff,w}(mm)$	$l_{eff,w}(mm)$	$A_{effw}(mm^2)$
145.54	422.54	61496.47	134.54	367.46	49438.0684

$$A_{eff,f} = 0,172(m^2)$$

$$\sigma = \frac{1748.15}{0,172} = 10.16Mpa < 25,64Mpa$$

La vérification de béton a la compression est vérifiée

VII.6.3 VERIFICATION DE LA PLATINE

Il faut que :

$$M_{sd} < M_{c,rd}$$

Avec :

- $M_{sd} = \frac{c^2}{2} \times \sigma$ (moment maximal)
- $M_{c,rd} = \frac{tp^2}{6 \times \gamma m_0} \times f_y$ (moment résistant élastique de calcul de la platine d'extrémité M sd).

C (mm)	σ (MPa)	$M_{sd}(KNm)$	t_p (mm)	$M_{c,rd}(KNm)$	$M_{sd} < M_{c,rd}$
61.27	6.77	0,019	30	0,032	C.V

VII.6.4 Vérification de frottement (acier /béton)

En cas de compression il faut que :

$$V_{sd} < F_{f,rd}$$

- $F_{f,rd} = Cfd \times N_{sd}$

Cfd	$N_{sd}(KN)$	$F_{f,rd}(KN)$	$V_{sd}(KN)$	$V_{sd} < F_{f,rd}$
0,2	1748.15	349.63	63.26	C.V

VII.6.5 Vérification tige d'ancrage:

VII.6.5.1 Calcul des tiges d'encrages :

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur :

- la longueur de scellement (l_1)
- Le rayon de courbure (r)
- Le retour de courbure (l_2)

L'effort admissible $N_{add} \geq N_{app}$

$$\text{Et } l_1 > r > l_2$$

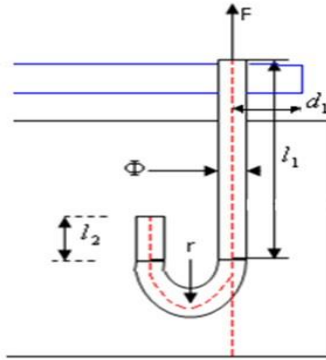


Figure VII-9: tige d'ancrage

❖ Effort admissible:

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} l_1 + 6.4r + 3.5l_2$$

$$g = 350 \text{ Kg} / \text{m}^3 = 350 \text{ dan} / \text{m}^3$$

$$\phi = 24 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20\phi = 480 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 48 \text{ mm}$$

$$r = 3\phi = 72 \text{ mm}$$

$$N_{add} = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{24}{\left(1 + \frac{24}{65} \right)^2} (480 + 6.4 \times 72 + 3.5 \times 48)$$

$$N_{add} = 48.97 \text{ K}$$

add

❖ L'effort N appliqué par une tige :

$$N_1 = \sigma_a \times A = 10.16 \times 452 = 4592.32 \text{ N}$$

$$N_1 = 4.59 \text{ KN}$$

Par tige on a :

$$N_{app} = \frac{N_1}{2} = \frac{4.59}{2} = 2.29 \text{ KN}$$

$$N_{app} = 2.29 \text{ KN} < N_{add} = 48.97 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le diamètre des tiges est un $\phi 24$

$$\diamond \text{ Condition à vérifier : } F_{VRd} = F_{FRd} + h_{bi} \times F_{VbRd} > V_{sd}$$

F_{VRd} : Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement

h_{bi} : le nombre de tige

F_{FRd} : Résistance de calcul par frottement

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{FRd} = 0,2 \cdot N_{sd} \\ F_{VbRd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \\ \alpha_{cb} = 0,44 \times 0,0003 \times f_{ub} \end{array} \right.$$

Pour deux tige M24 en classe (10.9)

$$A_s = 353 \text{ mm}^2; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2; f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

AN :

$$F_{FRd} = 0,2 \cdot 1748,15 = 349,63 \text{ KN}$$

$$F_{VbRd} = \frac{0,132 \cdot 1000 \cdot 353}{1,25} = 37,27 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = 349,63 + 0,2 \cdot 37,27 = 424,17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 63,26 \text{ KN} < F_{VRd} = 424,17 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Conclusion :

La conception et le calcul des assemblages en construction métallique a une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas nous avons utilisé comme références normes des **EUROCODE 03**.

CHAPITRE VIII
ETUDE DES FONDATIONS

VIII .1 INTRODUCTION :

Les fondations sont la partie inférieure d'un ouvrage, elles doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VIII .2 CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Il existe plusieurs types de fondations :

➤ Fondations superficielles

- ◆ Semelles isolées.
- ◆ Semelles filantes.
- ◆ Radier général

➤ Fondations profondes

- ◆ Fondations sur puits (semi profondes).
- ◆ Fondations sur pieux (profondes)

VIII 3. CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- ◆ La charge que comporte l'ouvrage.
- ◆ La portance du sol.
- ◆ L'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

VIII 3.1 SEMELLE ISOLEE :

Dimensionnement De La Semelle :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

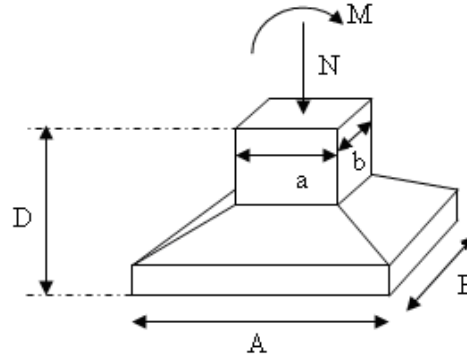


Figure VIII.1 : Semelle isolée sous poteau

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{a \times B}{b} ; B = \frac{A \times b}{a}$$

Pour les poteaux carrés $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = B^2$

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$a. \overline{\sigma_{sol}} = 1.6bar = 160 \text{ KN/m}^2$$

$$- \sigma_{cal} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B} = \frac{N}{B^2}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

D'après le logiciel Robot Structural Analysis l'effort :

$$- N_{ELS} = 942.34 \text{ KN}$$

$$- \frac{N}{B^2} = \frac{942.34}{B^2} \leq 160$$

$$- B \geq \sqrt{\frac{942.34}{160}} = 2,43m = A$$

$$- \mathbf{A = B = 2,43 m}$$

❖ Vérification De L'interférence Entre Deux Semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Avec :

- L_{\min} : l'entre axe minimum entre deux poteaux.
- B : Largeur maximum de la semelle ($B = 2,43\text{m}$).

$$L_{\min} = 3 > 1,5B = 3.64$$

❖ Conclusion :

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles, vue l'importance de l'ouvrage on préférée d'opter des semelles filantes.

VIII .3.2 SEMELLE FILANTES :

Le choix des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

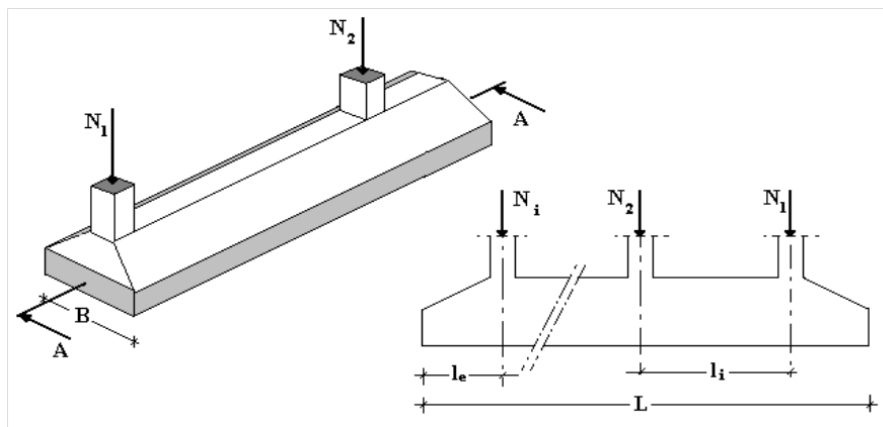


Figure VIII.2 : Semelles filantes sous poteaux

❖ Étapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : La Répartition Des Efforts Pour Chaque Poteaux.

FILE	N _{ELS} (KN)	L (m)	B (m)	B choisis (m)	S(m2)
A	1817.64	13.1	0.867	0.9	11.79
B	2454.42	16.6	0.924	0.9	14.94
C	3625.07	16.6	1.364	1.4	23.24
D	3529.14	16.6	1.328	1.3	21.58
E	2092.87	13.1	0.998	1	13.1
F	2155.4	13.1	1.028	1	13.1
G	3545.42	16.6	1.334	1.3	21.58
H	3628.96	16.6	1.366	1.4	23.24
I	2473.25	16.6	0.931	1	16.6
J	1786.85	13.1	0.852	0.9	11.79
1	2647.06	22.8	0.725	0.7	15.96
2	6749.19	28.8	1.46	1.5	43.2
3	7868.85	28.8	1.70	1.7	48.96
4	5766.26	28.8	1.25	1.3	37.44
5	2788.97	28.8	0.605	0.7	20.16

❖ Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{444}{527.04} = 84.2\% > 50\%$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude du radier général.

Conclusion :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII .3.3 Radier général :

VIII .3.3.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées. Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique et pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VIII 3.3.2 Pré dimensionnement du radier :

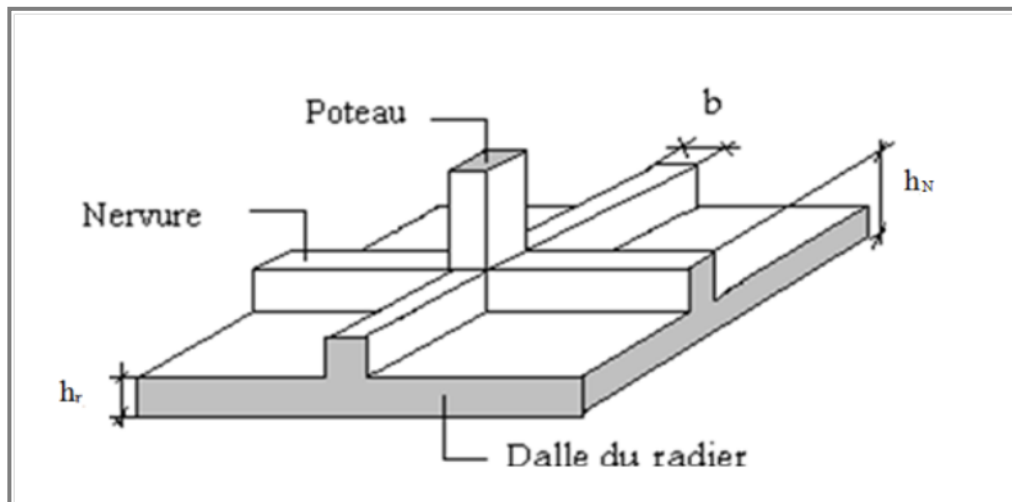


Figure VIII.3 : Radier général nervuré

Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_{ser} = 27607.03\text{kN}$

- $\sigma_{sol} = 1,6\text{bars}$

$$\Rightarrow S_{nec} \geq 169.62 \text{ m}^2$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ($527.04m^2$).

- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est : $527.04 + 2 \times 47.1 \times 0,5 = 547.14m^2$

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 547.14m^2$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4.8 \quad ; \quad 19.2 \text{ cm} \leq h_1 \leq 30 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 30 \text{ cm}$$

On prend : $h_{min} = 30 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,1 f_{c28}}{4 \text{ MPa}}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$- T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$- q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$$- N_u = 37607.03$$

- b : Largeur de la semelle.

Donc on a :

$$- L = 4.8 \text{ m}$$

$$- b_{sf} = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 15.18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 40 \text{ cm}$$

VIII .3.3.3 Dimensionnement des nervures :

❖ Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

Donc on opte $b=50\text{cm}$

❖ Hauteur de la nervure :

• Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a :

$$L_{max} = 4.8 \text{ m}$$

$$32 \text{ cm} < h_n < 48 \text{ cm} \rightarrow h_n = 40 \text{ cm}$$

• Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

$b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{max}=4.8\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4800}{\pi}\right)^4}{32000}} \Rightarrow h_n \geq 68,89 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 70$$

❖ **Conclusion :**

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2) \geq \text{Max}(40; 70) = 70 \text{ cm}$$

Le choix :

Épaisseur de la dalle du radier **h=40 cm**

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 70 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Caractéristiques géométriques du radier :**

a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 14,14 \text{ m} \\ Y_G = 10,57 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 98,12 \times 10^3 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 62,35 \times 10^3 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VIII 3.3.4 Vérifications Nécessaires

1. Vérification de la stabilité du radier :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a :

$$N_1 = 21970.35 \text{ kN}$$

$$N_2 = 8463.9 \text{ kN}$$

$$N = 30434.25 \text{ kN}$$

➤ **Sens x :**

$$- M_{0x} = 91164.94 \text{ kN.m}$$

$$- V_{0x} = 32241.84 \text{ kN}$$

$$- h = 3 \text{ m}$$

$$- B_x = 28.8 \text{ m}$$

Donc :

$$M_R = 187890.46 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} = 6.17 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 7.2 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Sens y :**

$$- M_{0y} = 110341.80 \text{ kN.m}$$

$$- V_{0y} = 21334.09 \text{ kN}$$

$$- h = 3 \text{ m}$$

$$- B_y = 18.3 \text{ m}$$

Donc :

$$M_R = 174344.07 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 4 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 4.57 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes sous le radier

D'après les différents essais réalisés in-situ et en laboratoire, nous avons la contrainte de sol $\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

2.1 Sollicitation du premier genre :

➤ **A L'ELS :**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{27139.17}{574.14} = 47.26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 47.26 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 160 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2.2 Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2), avec :

$$- \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$$

$$- \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,6 \sigma_{sol}$.
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

➤ **A L'ELU :**

- $N_u = 37607.03kN$
- M : Moment de renversement :
- $M_r \text{ x-x} : 187890.46kN.m$
- $M_r \text{ y-y} : 174344.13kN.m$
- $I_{xx} = 98.12 \times 10^3 \text{ m}^4$
- $I_{yy} = 62.35 \times 10^3 \text{ m}^4$
- $S_{rad} = 574.14\text{m}^2$

Tableau VIII.2 : Contrainte sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	98.48	32.52	65.51
Sens y-y	113.66	17.34	65.61
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 240$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 212$

➤ **A L'ELS :**

- $N_s = 27139.17kN$
- M : Moment de renversement.

Tableau VIII.3 : Contrainte sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	80.25	14.29	47.27
Sens y-y	95.43	1.44	47.27
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 240$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 212$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

3. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU : $q_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 65.51 \text{KN/m}^2$

ELS : $q_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 47.27 \text{KN/m}^2$

VIII .2.3.5 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher *renversé* dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

VIII .3.3.5.1 Ferrailage de la dalle du radier :

❖ **Méthode de calcul :**

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Dans le calcul, et pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

- Moment en travée:

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x$$

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

- **ELU :**

Tableau VIII.4: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3.5	4.8	0,7	0.068	0.436	65.51	102.63	76.97	44.74	33.56	51.315

- **ELS :**

Tableau VIII.5 : Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3.5	4.8	0,7	0.068	0.436	47.27	74.05	55.54	32.29	24.22	37.025

❖ **Calcul du ferrailage :**

Ferrailage du radier :

Le ferrailage se calcul avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

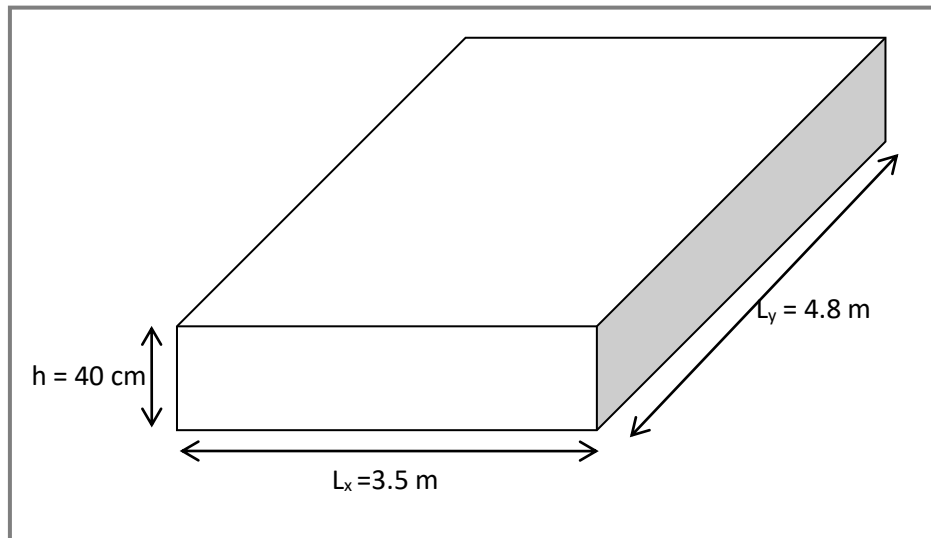


Figure VIII.4 :Schéma du radier

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPas} ; FeE400 ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

❖ **Section minimal :**

Sens y-y : $0,08\% bh = 3,2$

Sens x-x : $A_{smin} = 1,2 (A_{smin\text{ suivant } y - y}) = 3,84 \text{ cm}^2$

CNF : $A_{smin} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$

Tableau VIII.6 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	A_{smin} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	x-x	76.97	0.042	0.053	352.27	6.27	4.34	4T16	8.04
	y-y	33.56	0.018	0.022	356.83	2.7	4.34	4T12	4.52
Appuis	x-x	51.315	0.027	0.034	355.07	4.15	4.34	4T14	6.16
	y-y								

❖ **Espacement :**

- En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié } esp=15\text{cm}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{4h}{45\text{cm}}\right) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérfié } esp=20\text{cm}$

- En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(\frac{3h}{33\text{cm}}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifié}$ esp=20cm

❖ **Vérifications nécessaires :**

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

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\begin{matrix} \frac{2}{3}f_e \\ \text{Max} \left(\frac{240}{110\sqrt{\eta.f_{tj}}} \right) \end{matrix} \right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

• **Position de l'axe neutre & Moment d'inertie :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

alors : $\frac{b}{2}y'^2 + nA'_s(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y' : est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcule le moment d'inertie

$$\Delta = b^2 - 4ac \text{ avec}$$

$$\text{Les racines sont : } y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$I = \frac{b}{3}y'^3 + nA_s(y' - c')^2 + nA_s(d - y')^2$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_s} = 15$$

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	55.54	8.04	8.19	111158.77	4.09	15	Ok	208.43	240	Ok
	y-y	24.22	4.52	6.34	59856.03	2.56	15	Ok	180.02	240	ok
Appuis	x-x	37.025	6.16	7.28	89073.95	3..02	15	Ok	179.06	240	Ok
	y-y										

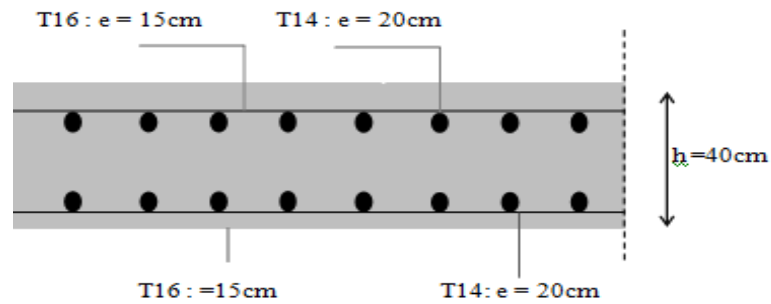


Figure VIII.5 : Ferrailage de la dalle du radier sens x-x

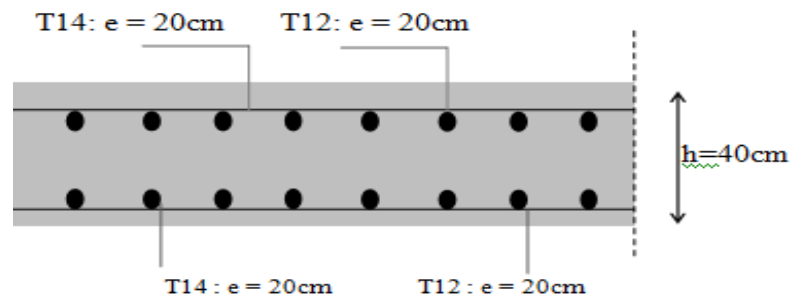


Figure VIII.6 : Ferrailage de la dalle du radier sens y-y

VIII .3.3.6 Ferrailage des nervures :

❖ Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\begin{cases} \text{Entravée : } M_t = 0,75M_0 \\ \text{SurAppuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

❖ Calcul des armatures :

$$b = 50\text{cm}; h = 70\text{cm}; d = 63\text{cm}$$

➤ Sens (x-x) :

$$L = 3,5 \text{ m}; q_u = 65,51\text{kN/m}; M_0 = 100,31\text{kN.m}$$

Tableau VIII.8 : Ferrailage des nervures sens x-x

	M_{ser} (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	75.23	0.026	0.033	62.16	3.47	4T12	4.52
Appuis	50.16	0.018	0.023	62.42	2.3	4T12	4.52

➤ Sens (y-y)

$$L = 4.8 \text{ m} ; q_u = 65.51 \text{ kN/m} ; M_0 = 188.67 \text{ kN.m}$$

Tableau VIII.9 : Ferrailage des nervures sens y-y

	M_{ser} (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	141.50	0.050	0.065	61.37	6.62	4T16	8.04
Appuis	94.33	0.034	0.043	61.92	4.37	4T14	6.16

❖ Vérification nécessaires :

➤ Condition de non fragilité :

$$h = 70 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.8 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	75.23	4.52	11.78	205106.48	4.32	15	Ok	281.80	240	non
	y-y	141.51	8.04	15.18	334058.42	6.43	15	Ok	303.85	240	non
Appuis	x-x	50.16	4.52	11.78	205106.48	2.88	15	Ok	187.89	240	Ok
	y-y	94.33	6.16	13.52	267392.48	4.76	15	Ok	261.83	240	Non

❖ **Remarque :**

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section D'armature.

Tableau VIII.11 : Augmentation des sections d'armatures.

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	4T14	6.16	15
	y-y	4T20	12.57	15
Appui	x-x	4T14	6.16	15
	y-y	4T16	8.04	15

Tableau VIII.12: Vérification des contraintes à l'ELS (correction).

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	75.23	6.16	13.52	267392.48	3.8	15	Ok	208.81	240	Ok
	y-y	141.51	12.57	18.35	478837.29	5.42	15	Ok	197.93	240	Ok
Appuis	x-x	50.16	6.16	13.52	267392.48	2.53	15	Ok	139.23	240	Ok
	y-y	94.33	8.04	15.18	334058.42	4.28	15	Ok	202.54	240	Ok

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{65.51 * 4.8}{2} = 157.22kN$$

$$\tau_u = \frac{157.22 \times 10^3}{500 \times 630} = 0,49 < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Armature transversales :**

- Selon les **RPA 99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas dereprise debétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa\right) = 0,4MPa$$

- Selon le **BAEL 99** :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 24 cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 cm \dots \dots \dots \text{Zone Courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 2cm$$

$$f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; \sigma_{bc} = 14,17 MPas ; FeE400 ; b = 50cm$$

$$h = 70 cm ; d = 0,9h = 63 cm ; \tau_u = 0,49 MPa$$

On Trouve :

$$S_t = 15 cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 25 cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$A_t = 3,75 cm^2$$

On prend : $A_t = 5T10 = 3,93 cm^2$

Tableau VIII.13: Choix des armatures transversales

	Section	Zone	St(cm)	Φ_t (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	50x70	Courante	25	10	3.75	5T10	3.93
		Nodale	15		2.25	5T10	3.93

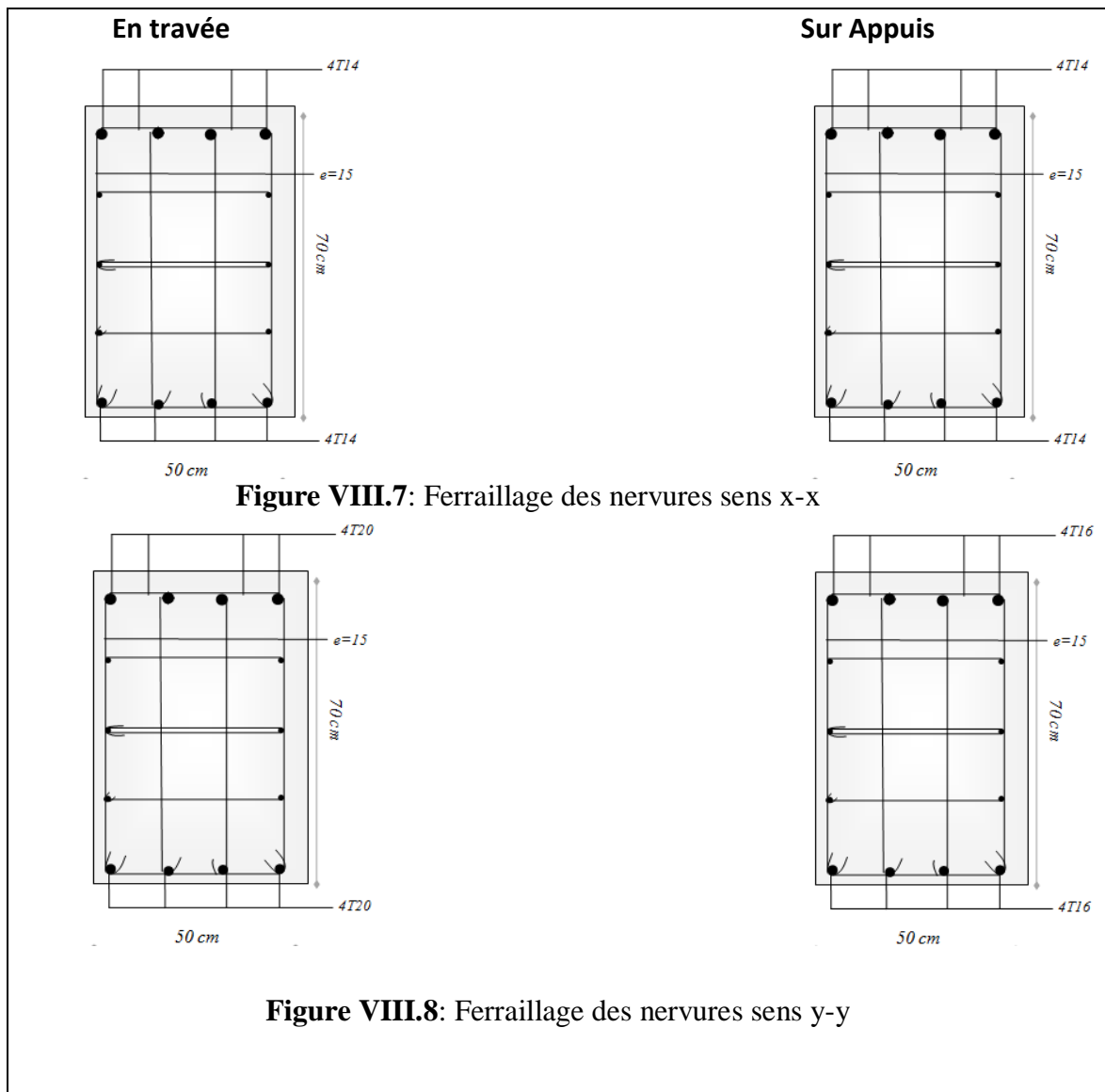


Figure VIII.7: Ferrailage des nervures sens x-x

Figure VIII.8: Ferrailage des nervures sens y-y

VIII .3.3.7 Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,5 m$, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m à l'ELU.

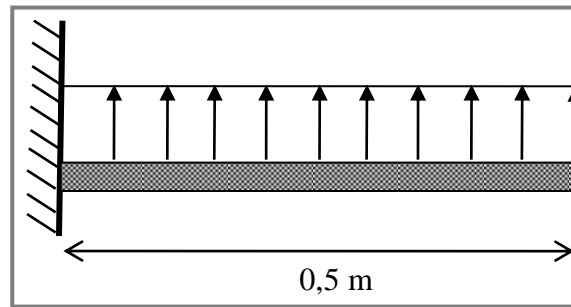


Figure VIII.7: Schéma statique des débords

❖ **Calcul du ferrailage :**

$q_u = 65.51 \text{ kN/ml} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} .$
 $M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 8.18 \text{ kN.m} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau VIII.14: Calcul du ferrailage du débord

M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
8.18	0.0089	0.011	35.83	0.65	4T12	4.52

On prend : 4T12 = 4.52 cm^2 , $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T10 = 3,14 cm^2 , $S_t = 25 \text{ cm}$

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

$q_{ser} = 47.27 \text{ kN/ml} ; M_{ser} = 5.91 \text{ kN.m}$

Tableau VIII.15: Vérifications des contraintes à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
5.91	4.52	6.34	68138.53	0.54	15	Ok	38.58	240	Ok

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci-dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_x} \end{array} \right\} \text{Or : } \left\{ \begin{array}{l} 0,8 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,00156 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,8 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

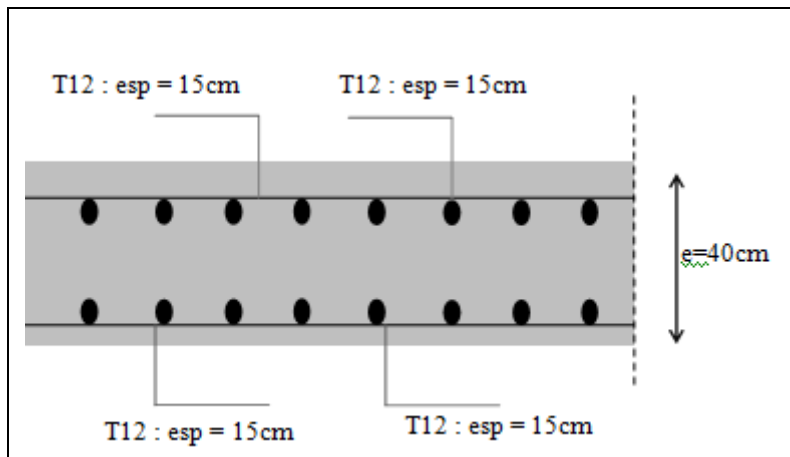


Figure VIII.10: Ferrailage du débord

Conclusion :

Ce chapitre final couvre le calcul des fondations, les fondations sont employées pour transmettre au sol les efforts engendrés par les éléments de la structure. Le radier était le type de fondation le plus adéquat pour notre bâtiment compte tenu les grandes charges dans la structure et les petites trames qui provoquent des chevauchements pour d'autres types de fondations. Un radier nervuré est adopté à des fins économiques, les nervures ont servi à raidir la dalle du radier.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude (PFE) nous a dévoilé un milieu d'ingénierie, nouveau pour nous qui nous a permis d'enrichir et affiner les connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

L'objectif de notre projet intitulé « Etude d'un bloc R+9 usage multiple(Commerce + Habitation) en charpente métallique » était d'élaborer une conception conforme aux normes imposées par l'ensemble des règlements adoptés en Algérie (CCM97, NV2013, RPA99v2003, BAEL 99, ...), tout en tenant compte du critère de l'économie.

Avant d'entamer une étude, l'ingénieur doit avoir un modèle structurel initiale. Ce modèle est obtenu en passant par une étape préliminaire dite *Pré-dimensionnement*. Ces dimensions peuvent être changées après l'étude dynamique en cas de nécessité. L'analyse a été faite par le logiciel ROBOT, conformément au règlement parasismique (RPA99 version2003) en vigueur.

La vérification des éléments structuraux nous a amené à augmenter ses sections afin d'assurer la stabilité et la rigidité de la structure, ensuite on a procédé au calcul des assemblages des éléments de la structure (poteaux, poutre, système de contreventement).

Nous avons appris le calcul des fondations de la structure, dans notre cas, nous avons obtenu radier nervuré.

Cette étude nous a fait découvrir un vaste domaine d'ingénierie et nous espérons que ce travail de fin du cursus sera bénéfique, vu que la construction métallique est un type très prometteur dans les années à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).

Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.

Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).

Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.

Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**)

Cours :

Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**. (4^{ème} année).

Cours charpente métallique 2, **Mr SETHI** (5^{ème} année) .

Logiciel :

ROBOT version 2014 et 2020

Excel