

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : GENIE CIVIL

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

### ETUDE D'UN BATIMENT D'HABITATION EN CHARPENTE METALLIQUE «R+6»

Présenté par : *El Wely Mohamed*

: *Kettache Lamis*

Encadrant : *Mezigheche Nawel*

MAA

Université de Annaba

### Jury de Soutenance :

Kebaili Bachir	MCA	Université de Annaba	Président
Mezigheche Nawel	MAA	Université de Annaba	Encadrant
Djouini Chawki	MCB	Université de Annaba	Examinateur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **REMERCIEMENTS**

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers ALLAH, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mme MEZIGHECHE.N, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury, Mr. KEBAILI. B ET Mr. DJOUNI. CH pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs critiques et propositions.

Nous adressons de chaleureux remerciements l'entreprise CTC pour l'aide et pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant tout la durée du stage, Mr. Le directeur de l'entreprise OTHMAN RACHDI .M et Mr. HMISSI .DJ.

On n'oublie pas aussi de remercier Mme. SAMIA et Mr. ZAIM .AR pour nous soutenir pendant notre période de recherche.

Enfin, à tous ceux qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement pour la réalisation de ce projet de fin d'études.

## DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

A mon cher père «HAMDI» , et ma chère maman «WARDA» , qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

A ma grand-mère «BARIZA» , et a mes grand-père décédés «KTT.KHALIL» et «MR.MADJID» , et ma chère grand-mère décédée «FATIMA».

A ma cousine «IMEN» , qui est comme une grand-sœur pour moi , et son petit-fils «MED-AMIR» . a mes autres cousines et cousins en particulier «ANFEL» et «DJASSEM» .

A mes tantes «HOURIA» , «SOURAYA» , «MIMI» , «SAMIHA» a mes chères oncles «FETHI» , «CH.MOURAD» et toute ma famille

KETTACHE ET MARNICHE

A tout mes proches amis « AYA» «GHOZLEN» « AYA» « AMIRA» « DJIHEN » , et tout camarades de génie civil en particulier ma promo de la construction métallique , ce fut un plaisir de passer mes dernières années d'études avec eux .

Merci pour tout le monde

KETTACHE LAMIS (AMENI)

## DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

mon cher père « AHMED EL WELY », et ma chère maman « KHDEIJE MED BOUNA », qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Mes grands-parents décédés « AICHA », « DEYDA », « ELWELY » et « EYDAH ».

mes chères oncles « CHEIKH » « NANE » « TEYEB », mes oncles décédés « ELBOU », « HAFEDH » « MED MAHMOUD », mes tantes, et toute ma famille.

mes grands frères « EL WELY » et « MOCTAR » et à mes grandes sœurs « HANANE » et « ZEMBADE » et « lil nigga ».

mes cousins et cousines des deux cotes de ma famille

tous mes proches amis « Ikhalihelna », « Dahane » « Mahfoudh », « Ahmedou », « Pape » et « Selma » et a tout camarades de génie civil en particulier ma promo de la CMM , ce fut un plaisir de passer mes dernières années d'études avec eux .

Merci Pour tout le monde

Ahmed El Wely Mohamed (7amenou)

**Résumé :**

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner et vérifier un bâtiment à usage d'habitation, constitué d'un rez de chaussée + 6 étages ayant une structure mixte acier béton, notre bâtiment est implanté dans la wilaya d'ANNABA.

Pour notre structure de type mixte béton charpente métallique, le calcul a été fait conformément à la réglementation en vigueur à savoir le DTR C2.2, le RPA99, RNV99, CCM97, et BAEL91 ces deux derniers sont basés sur la méthode des état limites (ELS -ELU).

Uniquement le calcul d'assemblage et l'étude sismique du bâtiment ont été effectués par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis version 2018, et le reste de calcul partant de la descente de charge, passant par le prédimensionnement des éléments non structuraux et le dimensionnement des éléments structuraux jusqu'au calcul des fondations, a été effectué manuellement.

# Sommaire

<u>I-Généralités sur l'ouvrage :</u> .....	1
<u>I-1 Généralités et Présentation du projet :</u> .....	1
<u>I.1.1. Données géométriques du projet :</u> .....	1
<u>I.1.2. Localisation et données concernant le site :</u> .....	1
<u>I-2 Règlements technique :</u> .....	2
<u>I.3. Matériaux utilisés :</u> .....	2
<u>I.3.1. Acier :</u> .....	2
<u>I.3.2 Béton :</u> .....	3
<u>I.3.3. Cofraplus60 :</u> .....	3
<u>I.4. Assemblages :</u> .....	3
<u>I.5. Conception de l'ouvrage :</u> .....	4
<u>I.5.1. Introduction :</u> .....	4
<u>I.5.2. Conception architecturale :</u> .....	4
<u>I.6. Conception structurale :</u> .....	6
<u>I.6.1. Structure horizontale :</u> .....	6
<u>I.6.2. Structure verticale.</u> .....	7
<u>II : Evaluation des charges.</u> .....	10
<u>II.1. Introduction :</u> .....	10
<u>II.2. Surcharge permanente :</u> .....	10
<u>II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :</u> .....	10
<u>II.2.2. Plancher étage courant :</u> .....	10
<u>II.2.3. Escalier.</u> .....	11
<u>II.2.4. Murs extérieurs et intérieurs :</u> .....	11
<u>II.3. Surcharge d'exploitation :</u> .....	12
<u>II.4. Surcharges climatiques :</u> .....	12
<u>II.4.1. Effet de la neige :</u> .....	12
<u>II.4.2. Effet du vent :</u> .....	13
<u>III. Prédimensionnement des éléments</u> .....	14
<u>III.1. Introduction :</u> .....	14
<u>III.2. Les solives :</u> .....	14
<u>III.2.1. Les solives du plancher terrasse :</u> .....	14
<u>III.2.1.1. prédimensionnement du profilé :</u> .....	15
<u>III.2.2. Pré dimensionnement des solives du plancher étage courant :</u> .....	16

III.2.2.1. Dimensionnement du profilé :	17
III.3. Pré dimensionnement des poutres :	19
III.3.1. Pré dimensionnement des poutres principales (sans connexion) :	19
III.3.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales du plancher terrasse :	19
III.3.1.1.1. Dimensionnement du profilé :	20
III.3.1.2. Pré dimensionnement des poutres principales du plancher étage courant :	22
III.3.1.2.1. Dimensionnement du profilé :	22
III.3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaire :	24
III.3.2.1. Pré dimensionnement des poutres secondaire du plancher terrasse :	24
III.3.2.1.1. Dimensionnement du profilé :	25
III.3.2.2. Les poutres secondaire du plancher étage courant :	27
III.3.2.2.1. Dimensionnement du profilé :	27
III.4. Les poteaux :	29
III.4.1. Introduction :	29
III.4.2. Le poteau central (le plus sollicité) :	29
IV : Etude plancher collaborant	31
IV.1. Introduction :	31
IV.2. Description d'un plancher collaborant :	32
IV.3.1 Hypothèses de calcul :	33
IV.3.2 Evaluation des charges sur la solive	33
IV.3.2.1 Plancher terrasse :	34
IV.3.2.2 Plancher étage courant :	34
IV.3.2.3 Largeur de la dalle participante (beff) :	35
IV.3.3 Dimensionnement de la connexion :	40
IV.3.3.1 Choix des connecteurs :	40
IV.3.3.2 Résistance des connecteurs au cisaillement :	40
IV.3.3.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre :	42
IV.3.4 Ferrailage de la dalle de plancher :	43
IV.3.4.1 Combinaison d'action :	43
IV.3.4.2 Calcul des sollicitations :	44
IV.3.4.3 Calcul des armatures :	44
IV.3.4.4 Vérification de la dalle :	46
V. Prédimensionnement des éléments non structuraux :	46
V.1. Etude de l'acrotère	46
V.1.2. Calcul des sollicitations	47

<u>V.1.3. Calcul du ferrailage :</u> .....	48
<u>V.1.3.1. Ferrailage de résistance :</u> .....	48
<u>V.1.3.2. Calcul des armatures :</u> .....	49
<u>V.1.4. Condition de non fragilité :</u> .....	49
<u>V.1.4.1. Choix d'armatures :</u> .....	50
<u>V.1.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :</u> .....	50
<u>V.2. Etude d'escalier 2:</u> .....	51
<u>V.2.1. Introduction :</u> .....	51
<u>V.2.2. définition d'escalier balancé :</u> .....	52
<u>VI. Etude sismiques et dynamique :</u> .....	53
<u>VI.1. Introduction :</u> .....	53
<u>VI.2. Méthode de calcul des forces sismiques :</u> .....	53
<u>VI.5. Vérifications réglementaires :</u> .....	57
<u>VI.5.1. Estimation de la période fondamentale expérimentale :</u> .....	57
<u>VI.5.2. La résultante des forces sismiques :</u> .....	57
<u>VI.5.3. Vérification de L'excentricité :</u> .....	61
<u>VI.5.4. Les déplacements latéraux inter- étage :</u> .....	61
<u>VI.5.5. Le déplacement max au sommet :</u> .....	62
<u>VI.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-<math>\Delta</math> :</u> .....	63
<u>VI.5.7. Vérification de la structure au moment de renversement:</u> .....	63
<u>VII. Dimensionnement des éléments structuraux :</u> .....	65
<u>VII.1. Introduction :</u> .....	65
<u>VII.2. Vérification des poteaux :</u> .....	65
<u>VIII. Etude des assemblages</u> .....	70
<u>VIII.1. Introduction :</u> .....	70
<u>VIII.2. Fonctionnement des assemblages :</u> .....	70
<u>VIII.3. Rôle des assemblages :</u> .....	72
<u>VIII.4. Calcul des assemblages par Autodesk Robot structural Analysis</u> .....	73
Professional 2014: .....	73
<u>VIII.4.1. Assemblage poutre - solive :</u> .....	73
<u>VIII.4.1.1. Géométrie :</u> .....	73
<u>VIII.4.1.2. Vérification des Boulons :</u> .....	75
<u>VIII.4.2.3. Vérification des profils :</u> .....	75
<u>VIII.4.2.4. Vérification du Cornière :</u> .....	75
<u>VIII.4.2. Assemblage poteau - poutre secondaire (sablière) :</u> .....	76

<u>VIII.4.2.1. Géométrie :</u> .....	76
<u>VIII.4.2.2. Vérification des Boulons :</u> .....	78
<u>VIII.4.2.3. Vérification des profils :</u> .....	78
<u>VIII.4.2.4. Vérification du Cornière :</u> .....	78
<u>VIII.4.3. Assemblage poteau - poutre principale :</u> .....	78
<u>VIII.4.3.1. Géométrie :</u> .....	79
<u>VIII.4.3.2. Vérification les résistances des profils :</u> .....	81
<u>VIII.4.3.3. Vérification la Résistances de l'assemblage :</u> .....	81
<u>VIII.4.3.4. Vérification la Résistances des soudures:</u> .....	82
<u>VIII.4.4. Assemblage des éléments de contreventement en V:</u> .....	82
<u>VIII.4.4.1. Contreventement en V avec poteau :</u> .....	82
<u>VIII.4.4.2. Contreventement en v avec poutre secondaire (sablière)</u> .....	84
<u>VIII.4.5. Calcul des pieds de poteau :</u> .....	85
<u>VIII.4.5.1. Géométrie :</u> .....	86
<u>VIII.4.5.2. Vérification du béton :</u> .....	88
<u>VIII.4.5.3. Vérification de raidisseur :</u> .....	88
<u>VIII.4.5.4. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise</u> .....	88
<u>VIII.4.5.5. Soudures verticales des raidisseurs</u> .....	88
<u>VIII.4.5.6. Soudures horizontales des raidisseurs</u> .....	89
<u>IX. ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE</u> .....	90
<u>IX.1. Rôle et définition :</u> .....	90
<u>IX.2. Choix du type de fondation :</u> .....	90
<u>IX.2.1. Semelle isolée :</u> .....	90
<u>IX.2.2. Etude de la longrine :</u> .....	92
<u>IX.2.2.1. Introduction :</u> .....	92
<u>IX.2.2.2. Calcul du ferrailage :</u> .....	93

Conclusion

Bibliographie

## LISTE DES FIGURES

### I-Généralités sur l'ouvrage

Figure I.1 : Vue en plan de la structure .....	4
Figure I.2. : façade de la structure .....	5
Figure I.3. : Vue en Coupe X-X .....	5
Figure I.4 : Composition d'un plancher collaborant.....	6
Figure I.5 : Composition d'un plancher terrasse .....	7
Figure I.6 : Position des systèmes de contreventement en 3D .....	7
Figure I.7 : Contreventements en V.....	8
Figure I.8 : contreventements en V.....	8
Figure I.9 : escaliers balancés.....	9
Figure I.10 : Acrotère .....	9

### III. Prédimensionnement des éléments

Figure III.1 : Schéma statique de la poutre principale.....	19
Figure III.2 : le poteau le plus sollicité.....	29

### IV : Etude plancher collaborant

Figure IV 1: Schéma statique d'un plancher collaborant .....	32
Figure IV 2: coupe type plancher .....	33
Figure IV 3 : Schéma statique de la solive la plus défavorable.....	34
Figure IV 4: Largeur de la dalle participante.....	35
Figure IV 5: Section mixte acier-béton .....	36
Figure IV 6: Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.....	39
Figure IV 7: Connexion acier-béton.....	40
Figure IV 8: Goujon.....	41

### V. Prédimensionnement des éléments non structuraux

Figure V 1 : ACROTÈRE.....	47
Figure V 3: Ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure V 4 : une coupe d'un escalier balancé.....	52
Figure VI.2 : vue en X-X.....	55
Figure VI.3: vue en Y-Y.....	55

## VIII. Etude des assemblages

Figure VIII.1: présentation d'un boulon.....	72
Figure VIII.2 : Assemblage poutre HEA 450 –solive IPE 220 .....	73
Figure VIII.3 : Assemblage poteau HEA 500 – poutre HEA 220.....	76
Figure VIII.4 : Assemblage poteau HEA 500 – poutre HEA 450.....	79
Figure VIII.5 : Assemblage Contreventement en V avec poteau. (gousset) .....	82
Figure VIII.6. : Assemblage Contreventement en v avec poutre secondaire .....	84
Figure VIII.7 : pied de poteau.....	86

## IX. ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1 : Section d'une semelle isolée.....	90
Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle isolée .....	92
Figure IX.3 : Ferrailage de la longrine .....	93

## Liste des Tableaux

### I-Généralités sur l'ouvrage

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristique des nuances d'acier .....	2
--	---

### II : Evaluation des charges

<b>Tableau II.1</b> : Charge permanente pour terrasse inaccessible .....	10
--	----

<b>Tableau II.2</b> : Charge permanente pour étage courant .....	11
--	----

<b>Tableau II.3</b> : Charge permanente pour le volé d'escalier .....	11
---	----

<b>Tableau II.4</b> : Charge permanente pour le palier d'escalier .....	11
---	----

<b>Tableau II.5</b> : Charge permanente pour le mur extérieur .....	12
---	----

<b>Tableau II.6</b> : Charge permanente pour mur intérieure.....	12
--	----

### III. Prédimensionnement des éléments

<b>Tableau III.1</b> : Caractéristiques géométriques du profilé IPE240 .....	15
--	----

<b>Tableau III.2</b> : Caractéristiques géométriques du profilé IPE240 .....	17
--	----

<b>Tableau III.3</b> : Caractéristiques du profilé HEA240.....	20
--	----

<b>Tableau III.4</b> : Caractéristiques du profilé HEA220.....	23
--	----

<b>Tableau III.5</b> : Caractéristiques du profilé HEA200.....	25
--	----

<b>Tableau III.6</b> : Caractéristiques du profilé HEA200.....	28
--	----

<b>Tableau III.7</b> : Calcul d'aire des poteaux.....	31
---	----

<b>Tableau III.8</b> : Profilé adopter. ....	31
--	----

### IV : Etude plancher collaborant

<b>Tableau IV.1</b> : Résultats des calculs. ....	37
---	----

### VI. Etude sismiques et dynamique

<b>Tableau VI.1</b> : résultats de l'analyse modale .....	56
---	----

<b>Tableau VI.2</b> : Valeurs des pénalités.....	59
--	----

<b>Tableau VI.3</b> : La force sismique à la base. ....	60
---	----

<b>Tableau VI.4</b> : vérification de la résultante sismique.....	61
---	----

<b>Tableau VI.5</b> : Vérification de de l'excentricité.....	61
--	----

<b>Tableau VI.6</b> : Vérification des déplacements .....	62
---	----

<b>Tableau VI.7</b> : Vérification du déplacements max au sommet. ....	62
--	----

<b>Tableau VI.8</b> : Vérification au renversement .....	63
--	----

<b>Tableau VI.9</b> : Vérification au renversement (X-X) .....	64
--	----

<b>Tableau VI.10</b> : Vérification au renversement (Y-Y) .....	64
---	----

### VIII. Etude des assemblages

<b>Tableau VIII.2</b> : Les caractéristiques de profile HEA 450 .....	74
---	----

<b>Tableau VIII.3</b> : Les caractéristiques des boulons .....	74
<b>Tableau VIII.4</b> : Les caractéristiques de profile IPE 220.....	74
<b>Tableau VIII.5</b> : Les caractéristiques des boulons .....	75
<b>Tableau VIII.6</b> : Les caractéristiques de cornière CAE (100x10) .....	75
<b>Tableau VIII.7</b> : Les caractéristiques de profile HEA 300 .....	76
<b>Tableau VIII.8</b> : Les caractéristiques des boulons .....	77
<b>Tableau VIII.9</b> : Les caractéristiques de profile HEA 220 .....	77
<b>Tableau VIII.10</b> : Les caractéristiques des boulons .....	77
<b>Tableau VIII.11</b> : Les caractéristiques de cornière CAE (100x10) .....	77
<b>Tableau VIII.13</b> : Les caractéristiques de profile HEA 450 .....	80
<b>Tableau VIII.14</b> : Les caractéristiques des boulons .....	81
<b>Tableau VIII.16</b> : Les caractéristiques des boulons .....	83
<b>Tableau VIII.17</b> : Les caractéristiques de cornière 2L (120x15).....	84
<b>Tableau VIII.18</b> : Les caractéristiques des boulons .....	85
<b>Tableau VIII.19</b> : Les caractéristiques de profile HEA 300 .....	86
<b>Tableau VIII.20</b> : Les caractéristiques des boulons .....	87

## **Notations générales**

### **Actions :**

G : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).

Q : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).

E : action sismique.

S : charge de neige (kN/m<sup>2</sup>).

S<sub>k</sub> : charge de neige sur le sol (kN/m<sup>2</sup>).

W : charge de vent (kN/m<sup>2</sup>).

q<sub>j</sub>: pression statique du vent (N/m<sup>2</sup>).

q<sub>dyn</sub> : pression dynamique du vent (N/m<sup>2</sup>).

q<sub>u,s</sub>: charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

### **Sollicitations-Contraintes-Déformations :**

E<sub>a</sub> : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

ν : coefficient de poisson pour l'acier.

G : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

F<sub>p</sub> : effort de précontrainte dans un boulon (kN).

M<sub>Sd</sub>: moment sollicitant maximum (kN.m).

M<sub>Rd</sub>: moment résistant (kN.m).

M<sub>St</sub> : moment stabilisateur

M<sub>cr</sub> : moment critique élastique de déversement.

N<sub>Sd</sub> : effort normal due aux charges verticales (kN).

$N_u$  : effort normal pondéré (kN).

$N_{Rd}$  : effort normal résistant (KN).

$N_{pl}$  : effort normal de plastification (kN).

$V_{Sd}$  : effort tranchant sollicitant (kN).

$V_{pl}$  : effort tranchant de plastification (kN).

f: flèche d'une poutre (mm).

$f_{adm}$ : flèche admissible (mm).

$f_y$ : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

$f_u$ : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).

$f_{ub}$ : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).

$\varepsilon$ : allongement relatif (déformation %).

$\varepsilon_y$ : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

$f_{yb}$  : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

$\sigma$ : contrainte normale (MPa).

$\tau$ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

### **Notations générales :**

#### **Caractéristiques géométriques :**

A : section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

$A_{net}$ : section nette d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

$A_v$  : aire de cisaillement (cm<sup>2</sup>).

$I_y$  : moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup>).

a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

$B_{eff}$  : largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).

$h$  : hauteur d'une pièce en générale (mm).

$h_p$  : hauteur de la tole profilée (mm).

$h_c$ : épaisseur de la dalle en béton armé(cm).

$A_s$ : section d'armature de béton (cm<sup>2</sup>).

$L$  : longueur, ou portée d'une poutre(m).

$L_{cr}$ : longueur critique (m).

$t$  : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

$t_f$ : épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

$t_w$ : épaisseur d'une âme de poutre (mm).

$i$ : rayon de giration d'une section (mm).

$L_f$ : longueur de flambement (mm).

$v_s$ : distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section (mm).

$v_i$ : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

### **Coefficients et grandeurs sans dimensions**

$n$  : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.

$P$ : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

$n$ : coefficient d'équivalence acier-béton.

$C_{pi}$ : coefficient de pression intérieur.

$C_{pe}$ : coefficient de pression extérieur.

$K$  : coefficient de flambement.

$K_y, K_z$ : coefficient de flambement-flexion.

$\beta_M$ : facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

$\varepsilon$ : coefficient de réduction élastique de l'acier

$\lambda$  : élancement de l'élément.

$\lambda_k$ : élancement eulérien.

$\lambda$ : élancement réduit.

$\mu$  : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

$\chi$  : coefficient de réduction de flambement.

$\gamma$  : coefficient partiel de sécurité.

Indice (sd) : sollicitation de calcul.

Indice (Rd) : résistance de calcul

## **Notations générales**

### **Actions :**

G : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).

Q : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).

E : action sismique.

S : charge de neige (kN/m<sup>2</sup>).

$S_k$  : charge de neige sur le sol (kN/m<sup>2</sup>).

W : charge de vent (kN/m<sup>2</sup>).

$q_j$ : pression statique du vent (N/m<sup>2</sup>).

$q_{dyn}$  : pression dynamique du vent (N/m<sup>2</sup>).

$q_{u,s}$ : charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

## **Sollicitations-Contraintes-Déformations :**

$E_a$  : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

$\nu$  : coefficient de poisson pour l'acier.

$G$  : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

$F_p$  : effort de précontrainte dans un boulon (kN).

$M_{Sd}$  : moment sollicitant maximum (kN.m).

$M_{Rd}$  : moment résistant (kN.m).

$M_{St}$  : moment stabilisateur

$M_{cr}$  : moment critique élastique de déversement.

$N_{Sd}$  : effort normal due aux charges verticales (kN).

$N_u$  : effort normal pondéré (kN).

$N_{Rd}$  : effort normal résistant (KN).

$N_{pl}$  : effort normal de plastification (kN).

$V_{Sd}$  : effort tranchant sollicitant (kN).

$V_{pl}$  : effort tranchant de plastification (kN).

$f$  : flèche d'une poutre (mm).

$f_{adm}$  : flèche admissible (mm).

$f_y$  : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

$f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).

$f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).

$\varepsilon$  : allongement relatif (déformation %).

$\varepsilon_y$  : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

$f_{yb}$  : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

$\sigma$ : contrainte normale (MPa).

$\tau$ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

### **Notations générales :**

#### **Caractéristiques géométriques :**

A : section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

A<sub>net</sub>: section nette d'une pièce (cm<sup>2</sup>).

A<sub>v</sub> : aire de cisaillement (cm<sup>2</sup>).

I<sub>y</sub> : moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup>).

a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

B<sub>eff</sub> : largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).

h : hauteur d'une pièce en générale (mm).

h<sub>p</sub> : hauteur de la tole profilée (mm).

h<sub>c</sub>: épaisseur de la dalle en béton armé(cm).

A<sub>s</sub>: section d'armature de béton (cm<sup>2</sup>).

L : longueur, ou portée d'une poutre(m).

L<sub>cr</sub>: longueur critique (m).

t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

t<sub>f</sub>: épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t<sub>w</sub>: épaisseur d'une âme de poutre (mm).

i: rayon de giration d'une section (mm).

L<sub>f</sub>: longueur de flambement (mm).

v<sub>s</sub>: distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section (mm).

$v_i$ : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

### **Coefficients et grandeurs sans dimensions**

$n$  : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.

$P$ : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

$n$ : coefficient d'équivalence acier-béton.

$C_{pi}$ : coefficient de pression intérieur.

$C_{pe}$ : coefficient de pression extérieur.

$K$  : coefficient de flambement.

$K_y$ ;  $K_z$ : coefficient de flambement-flexion.

$\beta_M$ : facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

$\varepsilon$ : coefficient de réduction élastique de l'acier

$\lambda$  : élancement de l'élément.

$\lambda_k$ : élancement eulérien.

$\lambda$ : élancement réduit.

$\mu$  : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

$\chi$  : coefficient de réduction de flambement.

$\gamma$  : coefficient partiel de sécurité.

Indice (sd) : sollicitation de calcul.

Indice (Rd) : résistance de calcul

## **Introduction :**

L'étude de structure est une étape importante et une étape essentielle dans l'acte de construire. Le but de cette étude est d'appliquer les connaissances acquises au cours 5 ans de formation d'ingénieur de génie civil spécialisé dans la construction métallique et mixte.

Nous savons que le monde d'aujourd'hui connaît un développement et une croissance industriels. Cela nous amène à un système de construction en hauteur selon les limites topographiques de la ville et les besoins critiques de la ville et de travail Espaces de vie et de travail (bureaux, ateliers, etc.).

Avec cette solution, vous ne pouvez pas facilement y parvenir en augmentant la hauteur.

Les structures deviennent de plus en plus vulnérables et soumises aux charges sismiques et éoliennes, mettant en danger non seulement la vie des habitants mais aussi celle de leurs voisins en danger, sans oublier les pertes matérielles.

Quel que soit le type de structure en acier, les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de ne pas connaître les lois exactes de comportement du matériau et de la charge ceci a conduit Les ingénieurs a poser des conceptions structurelles et des spécifications de calcul. Un compromis doit être considéré entre le coût et le niveau de sécurité

L'objectif de cette thèse est simplement de présenter les connaissances récentes sur la conception d'une structure qui doit résister à diverses contraintes statiques et dynamiques.

Le travail consiste à une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment en (R+6) à usage d'habitation.

Nous commençons notre recherche par des informations générales sur le projet (présentation de la structure, description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux, etc.). Nous procédons ensuite à la descente des charges et effectuons le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure.

Ensuite, nous poursuivons avec l'étude sismique et l'analyse dynamique effectuées par un logiciel de calcul. Nous étudierons ensuite les éléments structuraux, suivis de l'étude des assemblages et d'étude de l'infrastructure du bâtiment.

Enfin, nous terminons par une conclusion qui résume l'essentiel du travail effectué.

# **CHAPITRE I**

## **GENERALITES SUR L'OUVRAGE**

### **I-Généralités sur l'ouvrage :**

#### **I-1 Généralités et Présentation du projet :**

Notre projet est un bâtiment avec une structure mixte (acier, béton) ; ce bâtiment avait une structure en béton armé en réalité, et nous avons choisi de convertir sa structure mixte (portique en acier avec planchers mixtes acier béton).

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée, plus six (06) niveaux à usage d'habitation. et chaque niveau est composé de quatre logements. Il est situé dans la wilaya de ANNABA. la structure de l'ouvrage mixte.

##### **I.1.1. Données géométriques du projet :**

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Largeur en plan : 24,10 m
- Longueur en plan : 16,10 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 22,44 m
- Hauteur RDC : 4,08 m
- Hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par des escalier

##### **I.1.2. Localisation et données concernant le site :**

Le projet en question est un bâtiment, situé au plateau de la wilaya de ANNABA dont :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2) : parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment à d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- Le site est considéré comme meuble (S3)

### **I-2 Règlements technique :**

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

RPA99V2003 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003

RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent

CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier

BAEL : Béton armé aux états limites

DTR C2.2 : Charges et surcharges.

EUROCODE 4 /planchers mixtes

### **I.3. Matériaux utilisés :**

#### **I.3.1. Acier :**

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

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

Nuance d'ACIER	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40mm$		$40mm \leq t \leq 100mm$	
	$F_y(N/mm^2)$	$F_u(N/mm^2)$	$F_y(N/mm^2)$	$F_u(N/mm^2)$
<b>Fe 360</b>	<b>235</b>	<b>360</b>	<b>215</b>	<b>340</b>
<b>Fe 430</b>	<b>275</b>	<b>430</b>	<b>255</b>	<b>410</b>
<b>Fe 510</b>	<b>355</b>	<b>510</b>	<b>355</b>	<b>490</b>

**Tableau I-1** : Caractéristique des nuances d'acier

Nous avons utilisé l'acier du a des caractéristiques comme suit :

-La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa

-La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.

-Le module de Young :  $E = 210\ 000$  MPa

-Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .

-Module de cisaillement :  $G = E / (2(1+\nu)) = 81000 \text{ Mpa}$

### **I.3.2 Béton :**

- Le béton utilisé est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ .
- Béton de rattrapage est dosé à  $250 \text{ kg/m}^3$
- béton propreté : couche de (5 ; 10) cm est dosé entre 150 et 200  $\text{Kg/ m}^3$

### **Résistance de béton :**

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

- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la

$$\text{relation : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

### **I.3.3. Cofraplus60 :**

Cofraplus60 est le plancher collaborant le plus populaire et le plus courant sur le marché. Avec sa forme trapézoïdale, ce plancher en acier permet un transport et un stockage efficaces. Le bac métallique s'étend jusqu'à 3,40 m sans étaielement et réduit considérablement le poids propre de la dalle finale par rapport à toute solution de béton préfabriqué.

- Portée maximale jusqu'à 3,40 m sans étaielement et jusqu'à 6,50 m avec étaielement
- Réduction du poids propre de 30 % par rapport à une dalle en béton préfabriqué
- Option de 2 largeurs utiles différentes pour assurer une installation simple et rapide : 1035 mm avec 5 ondes ou 828 mm avec 4 ondes
- Réduction des coûts de la structure portante grâce à la réduction de poids (ArcelorMittal Construction)

### **I.4. Assemblages :**

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Boulon à haute résistance
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées

**I.5. Conception de l'ouvrage :**

**I.5.1. Introduction :**

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet

**I.5.2. Conception architecturale :**

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 6 étages. Le RDC est destiné à usage commercial et du 1er au 6eme étage seront destinés pour des logement

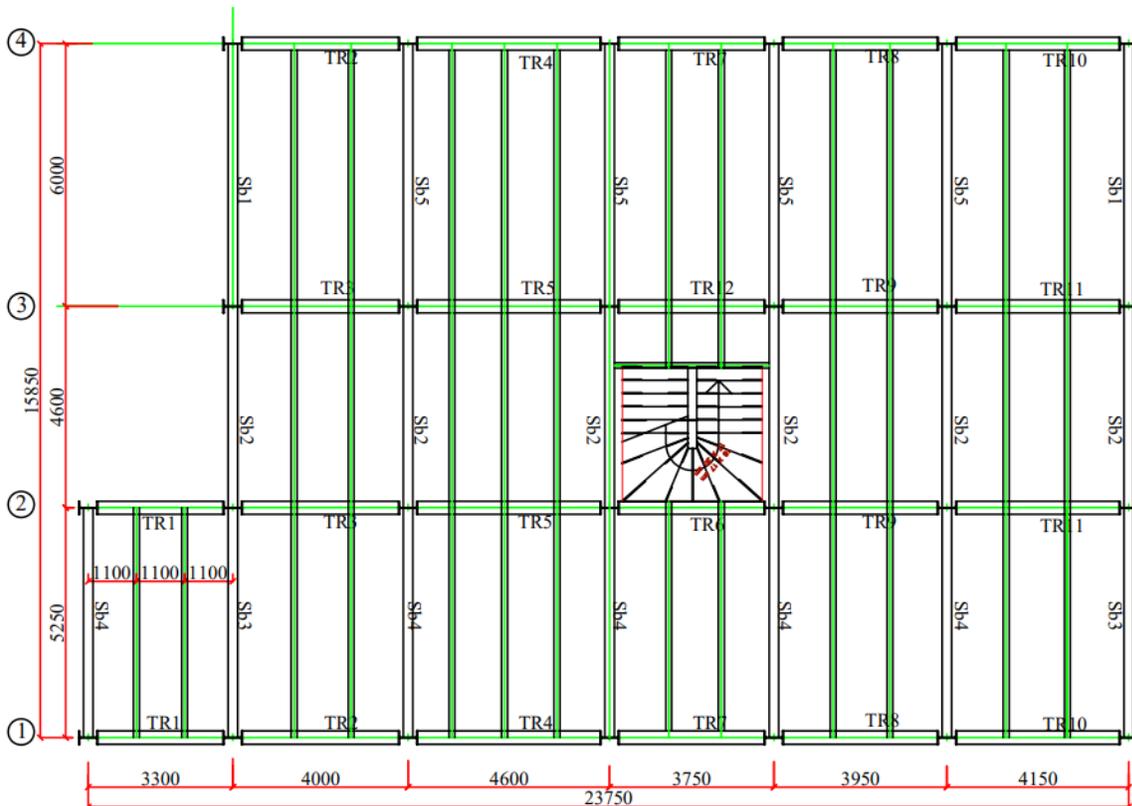


Figure I.1 : Vue en plan de la structure



**Figure I.2. :** façade de la structure



**Figure I.3. :** Vue en Coupe X-X

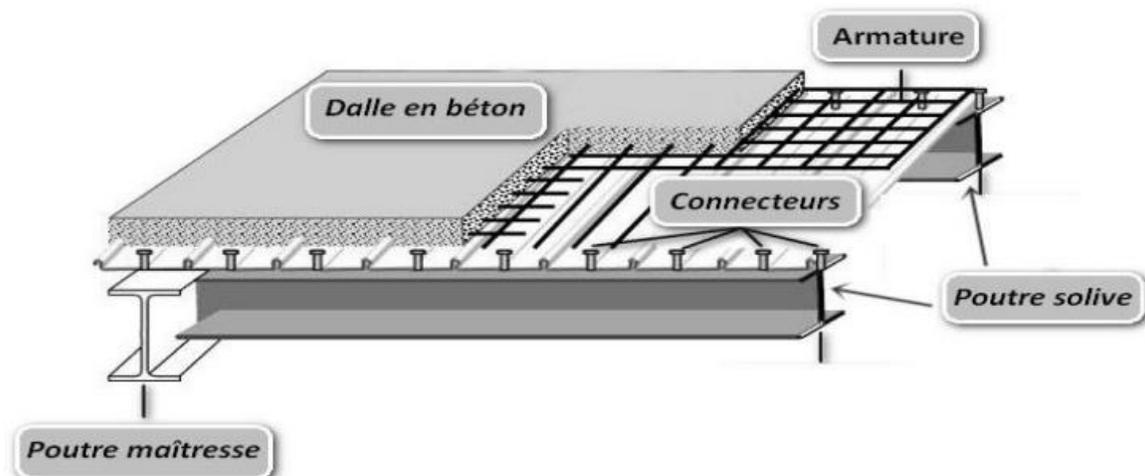
**I.6. Conception structurale :**

**I.6.1. Structure horizontale :**

Elle désigne les planchers courants et terrasses

**A) Plancher courant :**

Pour notre bâtiment, les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant.



**Figure I.4 :** Composition d'un plancher collaborant

**B) Plancher terrasse :**

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires :

- Étanchéité
- Gravillon
- Isolant

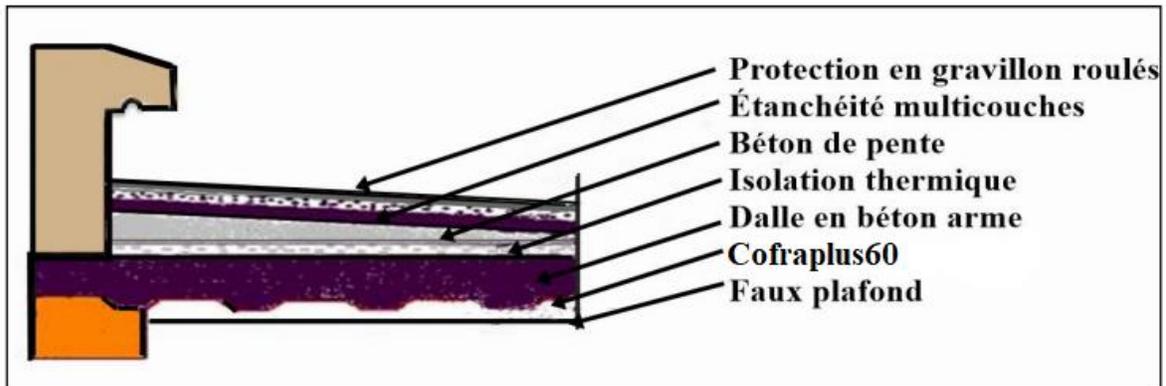


Figure I.5 : Composition d'un plancher terrasse

### I.6.2. Structure verticale

a. **Systèmes de stabilités** : La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique

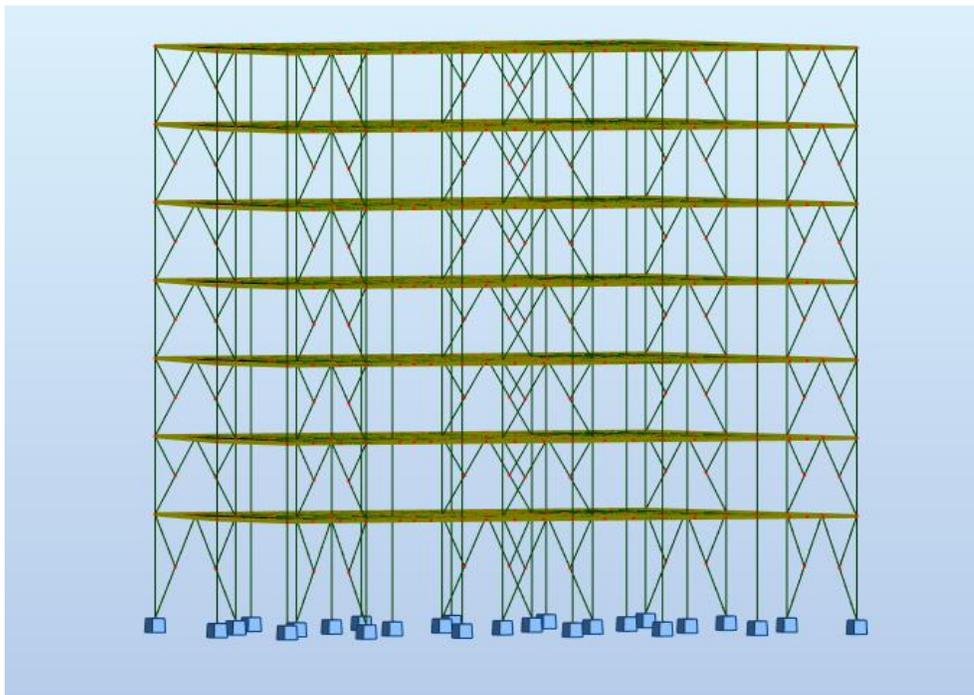
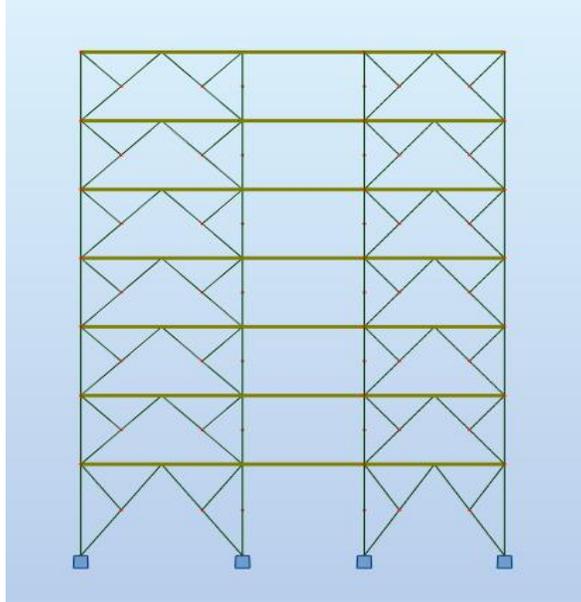


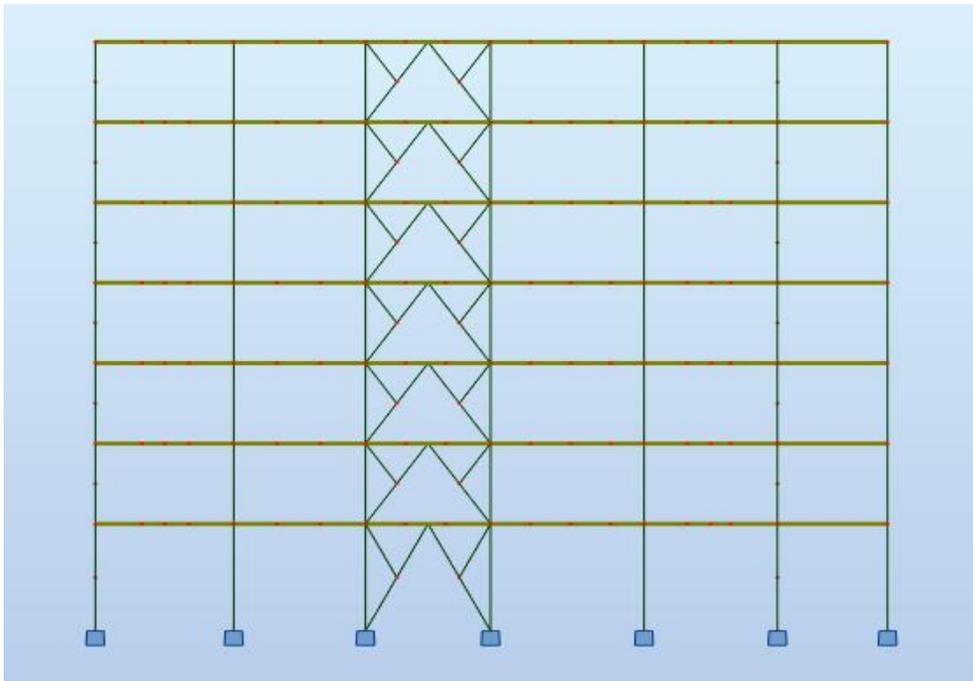
Figure I.6 : Position des systèmes de contreventement en 3D

Dans la direction transversale : la stabilité est assurée par des contreventements en V, Avec portique mixte sur deux travées encastrées en pied



**Figure I.7 : Contreventements en V**

Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements en V, avec portiques mixte auto stables sur 6 travées avec poteaux encastrés en pied



**Figure I.8 : contreventements en V**

b. Escaliers :

Les escaliers balancés permettent l'accès du niveau RDC vers le premier étage.

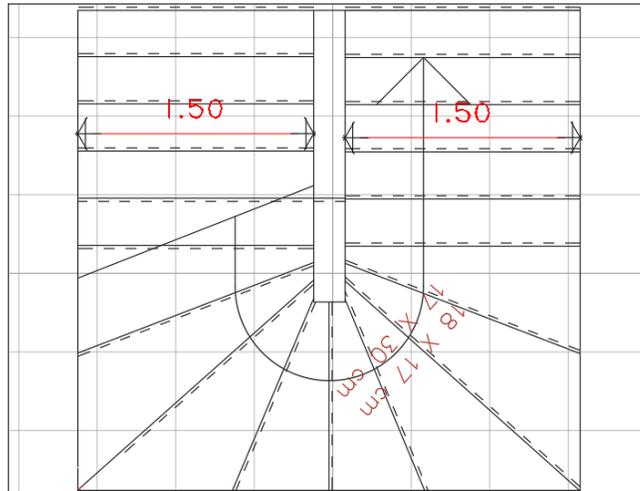


Figure I.9 : escaliers balancés

c. Acrotère :

La terrasse est entourée par un seul type d'acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm.

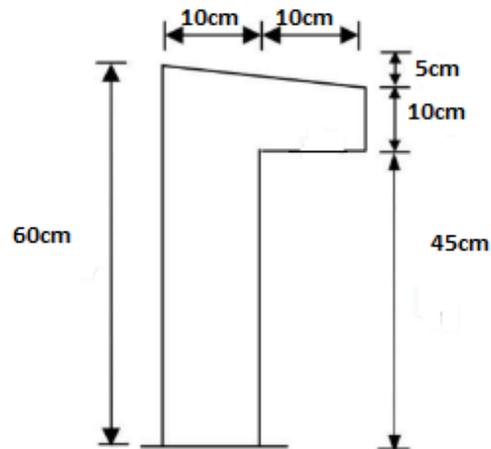


Figure I.10 : Acrotère

## **CHAPITRE II**

# Evaluation des charges

**II : Evaluation des charges**

**II.1. Introduction :**

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des **effets thermiques** et climatiques. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, nous nous référons à des normes qui fixent les valeurs de ces charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges) (FARDEHEB et *al.*,2015)

**II.2. Surcharge permanente :**

**II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :**

Type	Charges permanente
Protection gravier roulée (5cm)	$0,05*1700=85\text{kg/m}^2$
Etanchéité multicouche	12 kg/m <sup>2</sup>
Béton de pente (10cm)	$0,10*2200=220\text{kg/m}^2$
Isolation thermique au liège (4cm)	$0,04*400=16\text{kg/m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12*2500=300\text{kg/m}^2$
Cofraplus60	11,37kg/m <sup>2</sup>
Faux plafond	10kg/m <sup>2</sup>

**Tableau II -1 : Charge permanente pour terrasse inaccessible**

La charge permanente de la terrasse inaccessible a comme valeur :  $G=654,37\text{kg/m}^2$

**II.2.2. Plancher étage courant :**

Type	Charges permanente
Revêtement en carrelage (2cm)	$0,2*2*100=40\text{kg/m}^2$
Mortier de repos (2cm)	$0,2*2*100=40\text{kg/m}^2$
Isolation thermique (4cm)	$0,04*400=16\text{kg/m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12*2500=300\text{kg/m}^2$
Cofraplus60	11,37kg/m <sup>2</sup>
Faux plafond	10kg/m <sup>2</sup>

Cloison légers (10cm)	75kg/m <sup>2</sup>
-----------------------	---------------------

**Tableau II -2 : Charge permanente pour étage courant**

La charge permanente de l'étage courant a comme valeur :  $G=492,37\text{kg/m}^2$

### II.2.3. Escalier

#### a. Volé

Type	Charge permanente
Tôle striée ep (5mm)	45kg/m <sup>2</sup>
Mortier de pose ep (2cm)	$0,2*2*100=40\text{kg/m}^2$
Revêtement en carrelage (2cm)	40kg/m <sup>2</sup>

**Tableau II -3 : Charge permanente pour le volé d'escalier**

La Charge permanente pour le volé d'escalier a comme valeur  $G=125\text{kg/m}^2$

#### b. Palier

Type	Charge permanente
Cofraplus60	11,37kg/m <sup>2</sup>
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12*2500=300\text{kg/m}^2$
Mortier de pose ep (2cm)	40kg/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage (2cm)	40kg/m <sup>2</sup>

**Tableau II -4 : Charge permanente pour le palier d'escalier**

La Charge permanente pour le palier d'escalier a comme valeur  $G=391,37\text{kg/m}^2$

### II.2.4. Murs extérieurs et intérieurs :

#### a. Murs extérieurs : (double parois)

Les murs extérieurs sont réalisée en :

Une paroi de brique creuse de 10 cm

Une paroi de brique creuse de 15 cm

Une lame d'aire de 5 cm

Type	Charge permanente
Brique ep (10cm)	$0,1*900=90\text{kg/m}^2$
Brique ep (15cm)	$0,15*900=135\text{kg/m}^2$
Revêtement extérieur	$18\text{kg/m}^2$
Revêtement intérieure	$10\text{kg/m}^2$

**Tableau II -5 : Charge permanente pour le mur extérieur**

La Charge permanente pour le mur extérieur a comme valeur  $G=253\text{kg/m}^2$

**b. Murs intérieure :**

Type	Charge permanente
Brique ep (10cm)	$0,1*900=90\text{kg/m}^2$
Revêtement	$40\text{kg/m}^2$

**Tableau II -6 : Charge permanente pour mur intérieure**

La Charge permanente pour le mur intérieure a comme valeur  $G=130\text{kg/m}^2$

**II.3. Surcharge d'exploitation :**

Plancher terrasse inaccessible.....	$100\text{kg/m}^2$
Plancher étage courant.....	$150\text{kg/m}^2$
Escalier.....	$250\text{kg/m}^2$
Balcon.....	$350\text{kg/m}^2$

**II.4. Surcharges climatiques :**

**II.4.1. Effet de la neige :**

L'accumulation de la neige sur la toiture du bâtiment produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres (FARDEHEB et al.,2015).

Notre projet se trouve à une altitude de 4m

### Calcul de la charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

$S_k$  (en  $\text{kN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Ce bâtiment est situé à ANNABA, qui correspond à la zone B selon la classification DTR.RNV.2013.

La valeur de  $S_k$  en  $\text{kN/m}^2$  est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  en m du site considéré :

$$S_k = (0,04H + 10) \div 100 \quad \text{avec} \quad H = 4\text{m}$$

$$S_k = 0,10 \text{ kN/m}^2 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8 \text{ (Tableau 6.1. [1])}$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0,8 \cdot 0,10 = 0,08 \text{ Kn/m}^2 = 8 \text{ kg/m}^2$$

### II.4.2. Effet du vent :

Pour un bâtiment à structure en acier avec planchers mixtes acier-béton, la charge horizontale la plus défavorable est le séisme.

En effet les charges dues au vent sont généralement inférieures à celles dues au séisme ; cependant, il est important de prendre en compte les deux types de charges lors de la conception d'un bâtiment pour garantir sa sécurité.

## **CHAPITRE III**

### Prédimensionnement des éléments

### III. Prédimensionnement des éléments

#### III.1. Introduction :

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul lors d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, dimensionnement des éléments est déterminé.

#### III.2. Les solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminée par l'équation suivante :  $0.7m < L < 1.50m$   
Leur écartement varie de 0.70 m à 1.50 m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On prend une distance de  $L=0,8m$  pour notre projet.

##### III.2.1. Les solives du plancher terrasse :

$$L_s=6,05m ; L_e=1,4m$$

S : surface reprise par la solive

$$S=6,05*1,4=8,47m^2$$

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G=654.37kg/m^2 \text{ charge permanente}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ surcharge d'exploitation}$$

On prend en compte la surcharge climatique de Neige  $NN=8kg/m^2$

On a:

$$G=654,37*1,4=916,11kg/ml ; Q=(100+8)*1,4=151,2kg/ml$$

**Combinaison de charge :**

**Charge pondérée :**

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

**Charge non pondérée :**

$$G+Q$$

$$1,35 \times 916,11 + 1,5 \times 151,2 = 1463,54 \text{ kg/ml}$$

$$916,37 + 151,2 = 1067,57 \text{ kg/ml}$$

**III.2.1.1. prédimensionnement du profilé :**

**a) condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq f$  pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

q : la charge non pondérée

$$I \geq \frac{5 \times 10,67 \times 605^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3662,60 \text{ cm}^4$$

en prend IPE240 →  $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

profil	poids		section		Dimension					caractéristiques				
	P	A	h	b	Tf	Tw	d	Iy	Iz	Wpl-y	Wpl-z	Iy	Iz	
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	
<b>IPE240</b>	<b>30,7</b>	<b>39,12</b>	<b>240</b>	<b>120</b>	<b>9,8</b>	<b>6,2</b>	<b>190,4</b>	<b>3892</b>	<b>283,6</b>	<b>366,6</b>	<b>73,92</b>	<b>9,97</b>	<b>2,69</b>	

**Tableau III.1:** Caractéristiques géométriques du profilé IPE240

**b) La classe de la section transversale :**

*classe de la semelle :*

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 60 \text{ mm}$$

$$Tf = 9,8 \text{ mm}$$

$$c/tf = 6,12 < 10\varepsilon = 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

*classe de l'Ame fléchie :*

$$d=190,4\text{mm} ; T_w=6,2\text{mm}$$

$$d/t_w=30,70 < 72\varepsilon=72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1 .}$$

**La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.**

$$G=654,37\text{kg/m}$$

$$G_p=30,7\text{kg/m}$$

$$G=685,07\text{kg/m}$$

$$q_p=1,35G+1,5Q=1,35*6,85+1,5*1=10,74\text{kn/m}^2$$

$$q_{np}=G+G_p+Q=7,84\text{kn/m}^2$$

**c) Vérification de la flèche :**

$$\frac{L}{250}=\frac{605}{250}=2,42 ; f=\frac{5ql^4}{384EI}=2,27 \leq 2,42 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**d) Condition de résistance (moment fléchissant) :**

$$M_{sd}=\frac{ql^2}{8}=\frac{14,63*6,05^2}{8}=66,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply}=\frac{f_y * w_{ply}}{\gamma m_0}=\frac{235*10^3*366,6*10^{-6}}{1,1}=78,31 \text{ kN.m} \quad M_{sd} \leq M_{ply} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Vérification de résistance (effort tranchant) :**

$$V_{sd}=\frac{ql}{2}=\frac{14,63*6,05}{2}=44,25\text{kn}$$

$$A_v=A-2b.t_f+(t_w+2r)t_f=19,14\text{cm}^2$$

$$V_{plrd}=\frac{A_v * f_y}{\gamma m_0 \sqrt{3}}=236,07\text{kn} \quad V_{sd}=44,25 < 0,5V_{plrd}=118,03 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### **III.2.2. Pré dimensionnement des solives du plancher étage courant :**

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G=492,37\text{kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

On a:

$$G=492,37*1,4=689,31\text{kg/ml} \quad ; \quad Q=150*1,4=210\text{kg/ml}$$

**Combinaison de charge :**

**Charge pondérée :**

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

$$1,35*689,31+1,5*210=1245,56\text{kg/ml}$$

**Charge non pondérée :**

$$G+Q$$

$$689,31+210=899,31\text{kg/ml}$$

**III.2.2.1. Dimensionnement du profilé :**

**a) condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f$  pour une poutre bi articulée

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

q : la charge non pondérée

$$I \geq \frac{5 \times 8,99 \times 605^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3085,92\text{cm}^6 \quad \text{en prend IPE240} \quad \rightarrow \quad I_y = 3892\text{cm}^4$$

profil	poids	section	dimension					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm
IPE240	30,7	39,12	240	120	9,8	6,2	190,4	3892	283,6	366,6	73,92	9,97	2,69

**Tableau III.2:** Caractéristiques géométriques du profilé IPE240

**b) La classe de la section transversale :**

*classe de la semelle :*

$$b=120\text{mm}$$

$$c=b/2=60\text{mm}$$

$$t_f = 9,8\text{mm}$$

$$c/ t_f = 6,12 < 10\varepsilon = 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1 .}$$

*classe de l'Ame fléchie :*

$$d=190,4\text{mm} ; t_w = 6,2\text{mm}$$

$$d/ t_w = 30,70 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{donc l' âme est de classe 1 .}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité

$$G=492,37\text{kg/m}$$

$$G_p=30,7\text{kg/m}$$

$$q_p=1,35(G+G_p)+1,5Q=1,35*(492,37+30,7)+1,5*150=9,30\text{kn/m}^2$$

$$q_{np}=G+G_p+Q=492,37+30,7+150=6,73\text{kn/m}^2$$

**c) Vérification de la flèche :**

$$\frac{L}{250} = \frac{605}{250} = 2,42\text{cm} ; f = \frac{5ql^4}{384EI} = 1,43\text{cm} \leq 2,42 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**d) Condition de résistance (moment fléchissant) :**

$$M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,30 \times 6,05^2}{8} = 42,55\text{kn/m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{f_y * w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 * 10^3 * 366,6 * 10^{-6}}{1,1} = 78,31\text{kn.m} \quad M_{Sd} \leq M_{pl,y} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Vérification de résistance (effort tranchant) :**

$$V_{Sd} = \frac{ql}{2} = \frac{9,30 \times 6,05}{2} = 28,13\text{kn}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 19,14\text{cm}^2$$

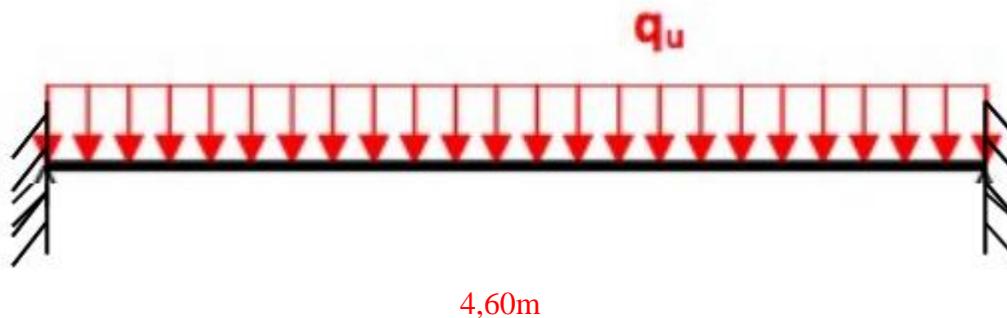
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 236,07\text{kn}$$

$$V_{Sd} = 28,13 < 0,5 V_{pl,Rd} = 105,76 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.3. Pré dimensionnement des poutres :**

**III.3.1. Pré dimensionnement des poutres principales (sans connexion) :**

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. Le même calcul se fait pour les planchers terrasses et les planchers courants. On fait les calculs pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires les plus défavorables (BOUCHENNE et *al.*,2019)



**Figure III.1 :** Schéma statique de la poutre principale

**III.3.1.1. Pré dimensionnement des poutres principales du plancher terrasse :**

$L_s=4,60\text{m}$  ;  $L_e=5,3\text{m}$

La poutre principale est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$G=654,37\text{kg/m}^2$

$Q=100\text{kg/m}^2$

On prend en compte la surcharge de Neige  $N=8\text{kg/m}^2$

On a :

$G=654,37*5,3=3468,16\text{kg/ml}$  ;  $Q=100*5,3=530\text{kg/ml}$  ;  $N=8*5,3=42,4\text{kg/ml}$

**Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max(N; Q)$$

$$q_{u1} = 1,35 \times 3468,16 + 1,5 \times 530 = 54,77 \text{ kn/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5(G+N) = 55,40 \text{ kn/ml}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2})$$

$$q_u = 55,40 \text{ kn/ml}$$

**ELS :**

$$q_{s1} = G + \max(Q; N) = 39,98 \text{ kn/ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q+N) = 39,83 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2})$$

$$q_s = 39,98 \text{ kn/ml}$$

**III.3.1.1.1. Dimensionnement du profilé :**

**a) condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f$  pour une poutre bi articulée

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$I \geq \frac{5 \times 39,98 \times 460^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 6032,20 \text{ cm}^4 \quad \text{en prend HEA240} \rightarrow \quad I_y = 7763,2 \text{ cm}^4$$

Profil	poids	section	dimension					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm
<b>HEA240</b>	<b>60,30</b>	<b>76,8</b>	<b>230</b>	<b>240</b>	<b>12</b>	<b>7,5</b>	<b>164</b>	<b>7763,2</b>	<b>2768,9</b>	<b>744,6</b>	<b>351,7</b>	<b>10,5</b>	<b>6</b>

**Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé HEA240**

**b) La classe de la section transversale**

*la semelle :*

$$b=240\text{mm}$$

$$c=b/2=120\text{mm}$$

$$t_f = 12\text{mm}$$

$$c/ t_f = 120/12=10 < 10\varepsilon=10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1 .}$$

*Ame fléchie :*

$$d=164\text{mm} ; t_w = 7,5\text{mm}$$

$$d/ t_w = 21,86 < 72\varepsilon=72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1 .}$$

**La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.**

$$G=654,37\text{kg/m}$$

$$G_p=60,30\text{kg/m}$$

$$q_p=1,35(G+G_p)+1,5Q=1,35(60,30+654,37)+1,5*100=11,14\text{kn/m}$$

$$q_{np}=G+G_p+Q=60,30+654,37+100=8,14\text{kn/m}$$

**c) Vérification de la flèche :**

$$\frac{L}{250} = \frac{460}{250} = 1,84\text{cm} ; f = \frac{5ql^4}{384EI} = 0,29\text{cm} \leq 1,84\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**d) Condition de résistance (moment fléchissant) :**

$$M_{Sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11,14 \times 4,60^2}{8} = 29,46\text{kn/m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{f_y * w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 744,6 \times 10^{-6}}{1,1} = 159,07\text{kn/m} \quad M_{Sd} \leq M_{pl,y} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**e) Vérification de résistance (effort tranchant) :**

$$V_{Sd} = \frac{ql}{2} = \frac{11,14 \times 4,60}{2} = 25,62\text{kn}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 5406 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 666,79 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 25,62 < 0,5 V_{plrd} = 333,39 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### **III.3.1.2. Pré dimensionnement des poutres principales du plancher étage courant :**

$$L_s = 4,60 \text{ m} ; L_e = 5,30 \text{ m}$$

La poutre principale est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G = 492,37 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

On a :

$$G = 492,37 \cdot 5,30 = 2609,56 \text{ kg/ml} ; Q = 150 \cdot 5,30 = 795 \text{ kg/ml}$$

**Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \cdot 2609,56 + 1,5 \cdot 795 = 47,15 \text{ kn/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 2609,56 + 795 = 34,04 \text{ kn/ml}$$

#### **III.3.1.2.1. Dimensionnement du profilé :**

**a) condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f$  pour une poutre bi articulée

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \geq \frac{5 \times 34,04 \times 460^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5135,97 \text{ cm}^4 \quad \text{on prend HEA220} \rightarrow \quad I_y = 5409,2 \text{ cm}^4$$

profil	poids	section	dimension					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm
HEA220	50,5	64,3	210	220	11	7	152	5409,2	1954,4	568,5	270,6	9,17	5,51

Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé HEA220

b) La classe de la section transversale :

*la semelle :*

$$b=229\text{mm}$$

$$c=b/2=110\text{mm}$$

$$T_f=11\text{mm}$$

$$c/t_f=110/11=10 < 10\varepsilon=10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1 .}$$

*Ame fléchie :*

$$d=152\text{mm} ; T_w=7\text{mm}$$

$$d/t_w=21,71 < 72\varepsilon=72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1 .}$$

**La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.**

$$G=492,37\text{kg/m}$$

$$G_p=50,5\text{kg/m}$$

$$q_p=1,35(G+G_p)+1,5Q=1,35(492,37+50,5)+1,5*150=9,57\text{kn/m}$$

$$q_{np}=G+G_p+Q=50,5 +492,37+150=6,92\text{kn/m}$$

**c) Vérification de la flèche :**

$$\frac{L}{250} = \frac{460}{250} = 1,84\text{cm} ; f = \frac{5ql^4}{384EI} = 0,35\text{cm} \leq 1,84\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**d) Condition de résistance (moment fléchissant) :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,57 \times 4,60^2}{8} = 25,31\text{kn/m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y * w_{ply}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10^3 \times 568,5 \times 10^{-6}}{1,1} = 121,45\text{kn/m} \quad M_{sd} \leq M_{ply} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Vérification de résistance (effort tranchant) :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{9,57 \times 4,60}{2} = 22,01\text{kn}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f = 4516\text{mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 557,01\text{kn}$$

$$V_{sd} = 22,01 < 0,5V_{plrd} = 278,50 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaire :**

**III.3.2.1. Pré dimensionnement des poutres secondaire du plancher terrasse :**

$$L_s = 6,05\text{m} ; L_e = 1,35\text{m}$$

La poutre secondaire est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G = 654,37\text{kg/m}^2$$

$$Q = 100\text{kg/m}^2$$

On prend en compte la surcharge de Neige  $N_N = 8\text{kg/m}^2$

On a:

$$G = 654,37 * 1,35 = 883,39\text{kg/ml} ; Q = 100 * 1,35 = 135\text{kg/ml} ; N = 8 * 1,35 = 10,8\text{kg/ml}$$

**Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max(N; Q)$$

$$q_{u1} = 1,35 * 883,39 + 1,5 * 135 = 13,95 \text{ kn/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,5(G+N) = 14,11 \text{ kn/ml}$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) \quad q_u = 14,11 \text{ kn/ml}$$

**ELS :**

$$q_{s1} = G + \max(Q; N) = 10,18 \text{ kn/ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q+N) = 10,14 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) \quad q_s = 10,18 \text{ kn/ml}$$

**III.3.2.1.1. Dimensionnement du profilé :**

**a) condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{max} \leq f$  pour une poutre bi articulée

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad I \geq \frac{5 \times 10,18 \times 605^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3494,40 \text{ cm}^4 \quad \text{en prend HEA200} \rightarrow \quad I_y = 3692 \text{ cm}^4$$

profil	poids	section	dimension					caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	Tf mm	Tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl-y cm <sup>4</sup>	Wpl-z cm <sup>4</sup>	Iy cm	Iz cm
<b>HEA200</b>	<b>42,3</b>	<b>53,8</b>	<b>190</b>	<b>200</b>	<b>10</b>	<b>6,5</b>	<b>134</b>	<b>3692</b>	<b>1335,6</b>	<b>429,5</b>	<b>203,8</b>	<b>8,28</b>	<b>4,98</b>

**Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé HEA200**

**b) La classe de la section transversale :**

*la semelle :*

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 100 \text{ mm}$$

$$T_f = 10 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 10 < 10\varepsilon = 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchie :**

$$d = 134 \text{ mm} ; T_w = 6,5 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 20,61 < 72\varepsilon = 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

**La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.**

$$G = 654,37 \text{ kg/m}$$

$$G_p = 42,3 \text{ kg/m}$$

$$G = 696,67 \text{ kg/m}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}$$

$$q_p = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 6,96 + 1,5 \cdot 1 = 10,89 \text{ kn/m}^2$$

$$q_{np} = G + G_p + Q = 7,96 \text{ kn/m}^2$$

**c) Vérification de la flèche :**

$$\frac{L}{250} = \frac{605}{250} = 2,42 ; f = \frac{5ql^4}{384EI} = 1,79 \leq 1,84 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**d) Condition de résistance (moment fléchissant) :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,89 \cdot 6,05^2}{8} = 49,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \cdot W_{ply}}{\gamma_{m0}} = 91,75 \text{ kN.m} \quad M_{sd} \leq M_{ply} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10,89 \cdot 6,05}{2} = 32,94 \text{ kn}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f = 3757 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 463,39 \text{ kn}$$

$$V_{sd} = 24,33 < 0,5 V_{plrd} = 231,69 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III.3.2.2. Les poutres secondaire du plancher étage courant :

$$L_s = 6,05 \text{ m} ; L_e = 1,35 \text{ m}$$

La poutre secondaire est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G = 492,37 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

On a :

$$G = 492,37 \cdot 1,35 = 664,69 \text{ kg/ml} ; Q = 150 \cdot 1,35 = 151,35 \text{ kg/ml}$$

**Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \cdot 664,69 + 1,5 \cdot 151,35 = 11,24 \text{ kn/ml}$$

**ELS :**

$$q_{s1} = G + Q = 8,16 \text{ kn/ml}$$

#### III.3.2.2.1. Dimensionnement du profilé :

**a) condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq f$  pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$I \geq \frac{5 \times 8,16 \times 605^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2801,01 \text{ cm}^4 \quad \text{en prend HEA200} \rightarrow \quad I_y = 3692 \text{ cm}^4$$

Profil	poids	section	dimension					caractéristiques					
	P	A	h	b	Tf	Tw	d	Iy	Iz	Wpl-y	Wpl-z	Iy	Iz
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm
<b>HEA200</b>	<b>42,3</b>	<b>53,8</b>	<b>190</b>	<b>200</b>	<b>10</b>	<b>6,5</b>	<b>134</b>	<b>3692</b>	<b>1335,6</b>	<b>429,5</b>	<b>203,8</b>	<b>8,28</b>	<b>4,98</b>

**Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé HEA200**

**b) La classe de la section transversale :**

*la semelle :*

**b=200mm**

**c=b/2=100mm**

**Tf=10mm**

**c/tf=10 < 10ε=10**      **donc la semelle est de classe 1.**

*Ame fléchie :*

**d=134mm ; Tw=6,5mm**

**d/tw=20,61 < 72ε=72**      **donc l'âme est de classe 1.**

**La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.**

**G=492,37kg/m**

**Gp=42,3kg/m**

**qp=1,35(G+Gp) + 1,5=1,35\*(492,37+42,3) + 1,5\*150=9,46kn/m<sup>2</sup>**

**qnp=G+Gp+Q=492,37+42,3+120=6,54kn/m<sup>2</sup>**

**c) Vérification de la flèche :**

$\frac{L}{250} = \frac{605}{250} = 2,42 \text{ cm} ; f = \frac{5ql^4}{384EI} = 1,47 \text{ cm} \leq 2,42 \rightarrow$       **condition vérifiée**

**d) Condition de résistance (moment fléchissant) :**

$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,46 \times 6,05^2}{8} = 43,28 \text{ kn/m}$

$$M_{ply} = \frac{f_y * w_{ply}}{\gamma_{m0}} = 91,75 \text{ kn.m} \quad M_{sd} \leq M_{ply} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) **Vérification de résistance (effort tranchant) :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{9,46 \times 6,05}{2} = 28,61 \text{ kn}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 3757 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 463,39 \text{ kn} \quad V_{sd} = 28,61 < 0,5 V_{plrd} = 231,69 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

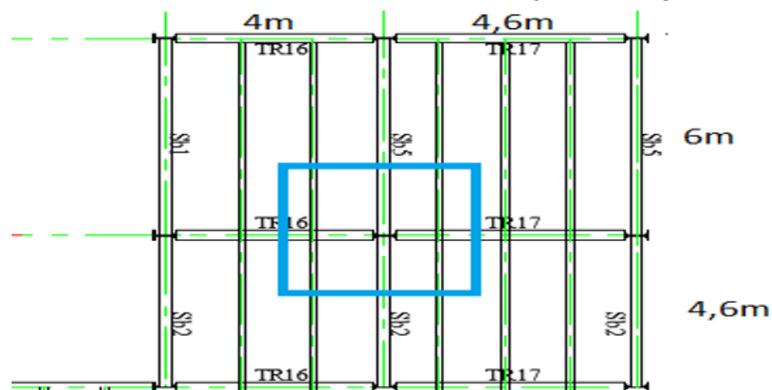
### **III.4. Les poteaux :**

#### **III.4.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

#### **III.4.2. Le poteau central (le plus sollicité) :**

Surface qui revient au poteau est :



**Figure III.2 :** le poteau le plus sollicité.

$$S_p = 22,79 \text{ m}^2$$

**La Descente des charges**

$$G = (G(\text{terr,co}) \times s1) + (gpp \times Lp) + (gsolive \times Ls)$$

Avec :

**G(terr,co)** : charge de plancher terrasse ou courant .

**S1** : surface reprise par le poteau

**gpp** : poids propre de la poutre principale.

**Lp** : longueur de la poutre principale

**gps**: poids propre de la solive.

**Ls** : longueur des solives

*Dans notre cas on a une poutre principale de 4,6 m en HEA220 dans étage courant et HEA240 dans la terrasse et 5 solives de 6,06 m avec IPE 240 dans plancher courants et dans le plancher terrasse aussi.*

La poutre principale du plancher terrasse inaccessible : HEA240..... gpp = 0,603KN/m

La solive du plancher terrasse inaccessible : IPE 240.....gps = 0.307 KN/m

La poutre principale du plancher courant : HEA220.....gpp = 0,505 KN/m

La solive du plancher courant : IPE 240 .....gps = 0.307 KN/m

Gterr=6,54KN/m<sup>2</sup> ; Gco=4,92 KN/m<sup>2</sup> ; Qterr = 1kN/m<sup>2</sup> ; Qco = 1.5 kN/m<sup>2</sup>

**Exemple de calcule :**

$$Gt = (G(\text{terr,co}) \times s1) + (gpp \times Lp) + (gsolive \times Ls)$$

$$(6.54 \times 22,79) + (0,603 \times 4,60) + 5(0,307 \times 6,05) = \mathbf{161,10 \text{ KN}}$$

$$Qt = 1 * 22,79 = \mathbf{22.79 \text{ KN}}$$

$$G6eme = G6 + G t = (4,92 \times 22,79) + (0,505 \times 4,5) + 5(6,05 \times 0,307) + 161,10 = \mathbf{284,78 \text{ KN}}$$

$$Q6eme = Q6 + Q t = 1.5 \times 22.79 + 22,79 = \mathbf{56,97 \text{ KN}}$$

$$Nsd \leq Ncrd = \frac{A_{nec} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{nec} = \frac{Nsd \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

### Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

	G (kn)	Q (kn/m)	Q (kn)	G(cumuler)	Q(cumuler)	Nu	A (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	161,10	1	22,79	161,10	22,79	251,67	11,78
5eme	123,68	1,5	34,18	284,78	55,97	468,40	20,19
4eme	123,68	1,5	34,18	408,46	87,74	683,03	31,97
3eme	123,68	1,5	34,18	532,14	115,08	891,009	41,70
2eme	123,68	1,5	34,18	655,82	139,01	1093,87	51,20
1ere	123,68	1,5	34,18	779,5	159,53	1291,62	60,45
RDC	123,68	1,5	34,18	903,18	176,62	1484,22	69,33

**Tableau III.7 :** Calcul d'aire des poteaux.

	A(cm <sup>2</sup> )	Profile
Terrasse	11,78	HEA100
6ème	20,19	HEA100
5ème	31,97	HEA160
4ème	41,70	HEA180
3ème	51,20	HEA200
2ème	60,45	HEA220
RDC	69,33	HEA240

**Tableau III.8 :** Profilé adopter.

## **CHAPITRE IV**

# Etude plancher collaborant

### **IV : Etude plancher collaborant**

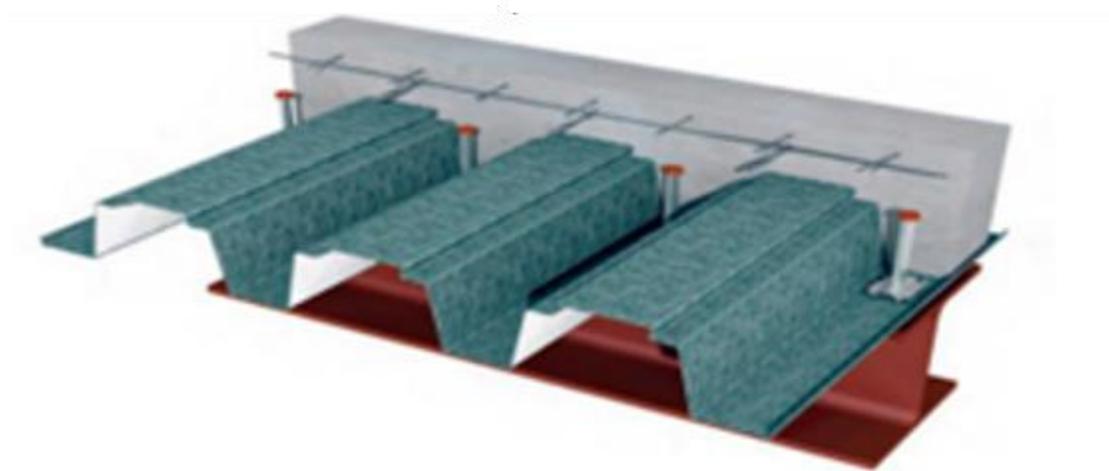
#### **IV.1. Introduction :**

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas à l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisailement.

Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages ou lorsque de grandes portées entre poteaux (BOUCHENNE et *al.*, 2019).

#### **IV.2. Description d'un plancher collaborant :**

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :



**Figure IV 1: Schéma statique d'un plancher collaborant**

### Dispositions constructives selon l'EC04 :

$ht \geq 80$  mm Avec  $ht$  : l'épaisseur totale de la dalle mixte.

$hc \geq 40$ mm Avec  $hc$  : l'épaisseur du béton au-dessus de la surface plane principale du moment des nervures de la tôle.

Il y a lieu de prévoir une quantité minimale d'armatures longitudinales et transversales dans le béton égale à  $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . L'écartement des solives pour les planchers mixtes étant compris entre 0,8 m et 1,5 m. d'opte un écartement de 1,06 m, celle-ci sont isostatiques.

### IV.3. Vérification des solives « IPE 240 » au stade définitif :

Etant donné que la dalle en béton armé est collaborant, on doit s'assurer alors que les éléments en acier et en béton sont solidaires. L'IPE 240 est de classe 1, les vérifications sera mené à une analyse plastique.

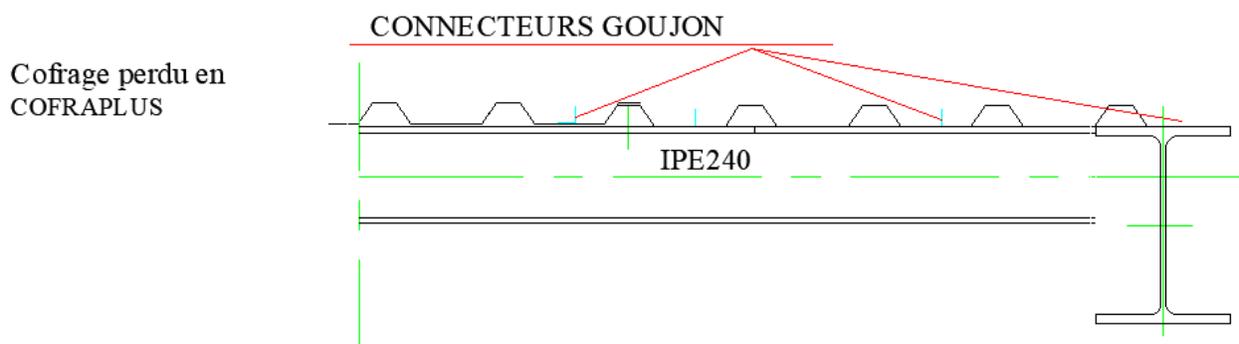


Figure IV 2: coupe type plancher

### IV.3.1 Hypothèses de calcul :

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, on adopte les hypothèses suivantes [Bourrier, 1996] :

La connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures puisse atteindre leur résistance maximale.

Les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe Neutre, sont plastifiées en traction ou en compressions les contraintes  $f_y$  exercées sur ces fibres sont donc égales à ( $f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier).

La distribution des contraintes normales dans le béton comprimé  $f_c$  est uniforme et égale  $0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$

( $f_{ck}$  : est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesuré à 28jours).

La résistance du béton en traction est négligée.

Les armatures de la dalle lorsqu'elles sont sollicitée en traction, sont plastifiées à la valeur de contrainte de calcul  $\frac{f_{st}}{\gamma_s}$  ( $f_{st}$  est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures).

La contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée (BOUCHENNE et *al.*,2019) .

### IV.3.2 Evaluation des charges sur la solive

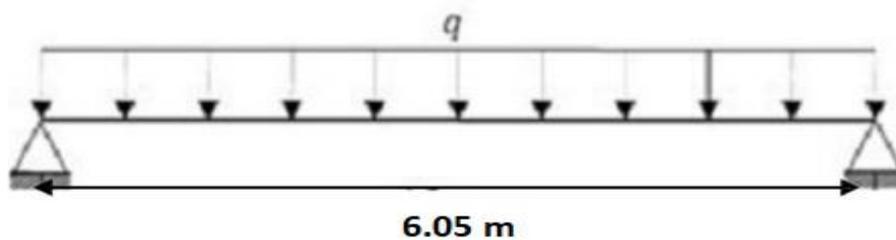


Figure IV 3 : Schéma statique de la solive la plus défavorable.

#### IV.3.2.1 Plancher terrasse :

$$G_s = 0,307 \text{ kn/m}$$

$$G = 654,37 \text{ kn/m}$$

$$G = 6,54 * 1,4 + 0,307 = 9,46 \text{ kn/m}$$

$$Q = 1 * 1,4 = 1,4 \text{ kn/m}$$

$$N=0,80*1,4=1,12\text{kn/m}$$

**A) ELU:**

$$qu1=1,35G+1,5\max(Q;N)=14,87\text{kn/ml}$$

$$qu2=1,35G+1,5Q+N=16,55\text{kn/ml}$$

$$qu=\max(qu1;qu2)=16,55\text{kn/ml}$$

**B) ELS:**

$$qs1=G+\max(Q;N)=10,86\text{kn/ml}$$

$$qs2=G+0,9(Q+N)=11,72\text{kn/ml}$$

$$qs=\max(qs1;qs2)=11,86\text{kn/ml}$$

**IV.3.2.2 Plancher étage courant :**

$$G=4,92*1,4+0,307=7,19\text{kn/ml}$$

$$Q=1,5*1,4=2,1\text{kn/ml}$$

**A) ELU:**

$$qu=1,35G+1,5Q=12,85\text{kn/ml}$$

**B) ELS:**

$$Qs=G+Q=9,29\text{kn/ml}$$

**IV.3.3 Largeur de la dalle participante (beff) :**

$$beff=2*\min\left(\frac{L0}{8}; \frac{bi}{2}\right)=2*\left(\frac{6,05}{8}; \frac{1,4}{2}\right)$$

$$beff=2*\min(0,75;0,7)$$

$$beff=1,4\text{m}$$

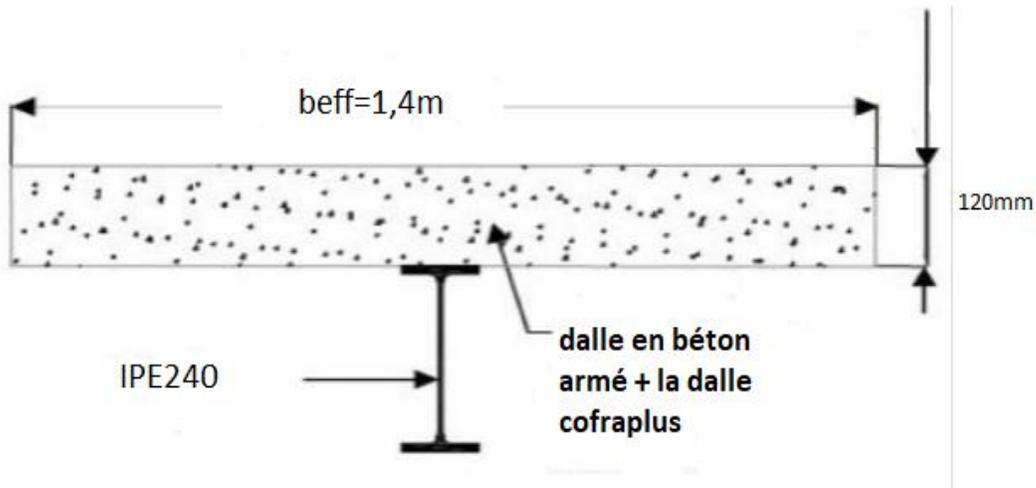


Figure IV 4: Largeur de la dalle participante

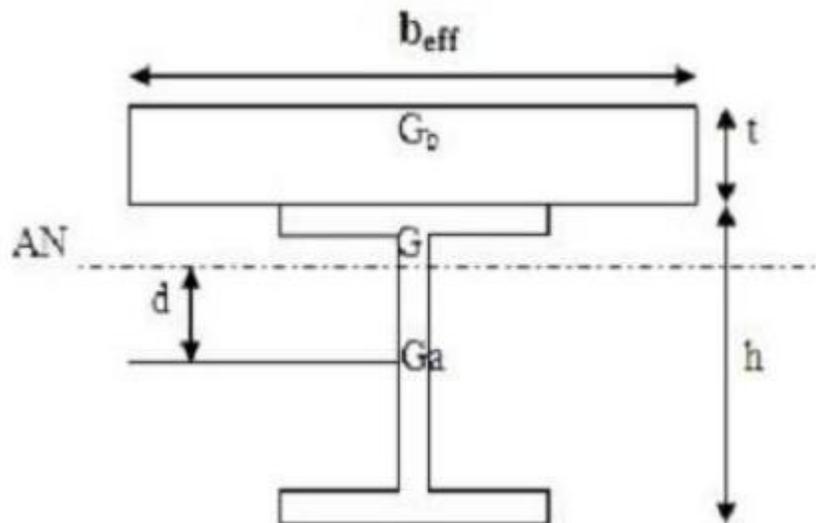


Figure IV 5: Section mixte acier-béton

**IV.3.2.1.2 Calcul de la section mixte :**

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \frac{b \times t}{n} ; d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t+h}{2s}$$

$$V_i = \frac{h}{2} + d \quad ; \quad V_s = \frac{h}{2} + t - d \quad ; \quad I_m = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \times \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

b = beff : largeur de la dalle participante.

n = coefficient d'équivalence acier/béton (n= 15).

d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

S : section mixte.

A : section de la solive.

v<sub>i</sub> : position de la fibre la plus tendus de l'acier par rapport à l'axe neutre.

v<sub>s</sub> : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

I<sub>m</sub> : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre

A(mm <sup>2</sup> )	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm <sup>2</sup> )	d(mm)	I <sub>a</sub> (cm <sup>4</sup> )	V <sub>i</sub> (mm)	V <sub>s</sub> (mm)	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>3912</b>	<b>1400</b>	<b>120</b>	<b>240</b>	<b>15112</b>	<b>133,40</b>	<b>3892</b>	<b>253,4</b>	<b>106,6</b>	<b>14629,14</b>

**Tableau IV.1 : Résultats des calculs.**

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 11,86 \times 605^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 14629,14} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{605}{250} = 2,42 \text{ cm}$$

donc :  $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$                       **vérifie**

**IV.3.2.1.3 Vérification des contraintes :**

**a. Contrainte dans la poutre acier :**

$$M = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{16,55 \times 6,05^2}{8} = 75,72 \text{ kn/m}$$

**Contrainte de traction :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times V_i = \frac{75,72}{14629,14} \times 253,4 = 131,15 \text{ Mpa}$$

**Contrainte de compression :**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (V_s - t) = \frac{75,72}{14629,14} \times (106,6 - 120) = -6,93 \text{ Mpa}$$

**Contrainte admissible de l'acier :**

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235}{1,1} = 213,63 \text{ Mpa}$$

**b ) Contrainte dans la dalle béton :**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{n I_m} \times V_s = \frac{75,72}{15 \times 14629,14} \times 106,6 = 3,67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{n I_m} \times (V_s - t) = -0,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times 0,85 = 14,16 \text{ Mpa}$$

**IV.3.2.1.4 Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :**

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{240+120}{2} = 18 \text{ cm} \quad (\text{Distance entre le CDG de l'acier et le CDG de béton}).$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{3892}{39,12 \times 18} = 5,52 \text{ cm} \quad (\text{Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène})$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 17,52 \text{ cm} \quad (\text{distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène})$$

$$y_2 = y_1 + t = 29,52 \text{ cm} \quad (\text{distance entre la fiber supérieure du béton et l'ANP de la section homogène}).$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{7572}{14629,14} = 51,75 \text{ kg/cm}^3$$

$$E_a \varepsilon = 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-6} = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\alpha inf} = K \cdot (h - y_1) = 3,35 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{\alpha \text{sup}} = K \cdot y_1 = 9,06 \text{kn/cm}^2$$

$$\sigma_{\beta \text{inf}} = \frac{1}{n} (Ea\varepsilon - Ky_1) = -0,32 \text{kn/cm}^2$$

$$\sigma_{\beta \text{sup}} = \frac{1}{n} (Ea\varepsilon - Ky_2) = -0,73 \text{kn/cm}^2$$

**Remarque :**

Après le calcul des contraintes dues au retrait, on remarque que ces derniers sont négligeables devant les contraintes dues à la flexion simple, d'où la vérification des conditions précédentes.

**IV.3.2.1.5 Position de l'axe neutre plastique :**

$$f_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 3912 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 835,74 \text{kn}$$

$$f_c = h_c \cdot b_{\text{eff}} \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,12 \cdot 1,40 \cdot 0,85 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 2380 \text{kn}$$

$f_c \geq f_a$  Donc l'axe neutre plastique dans la dalle

$$Z_{\text{anp}} = \frac{f_a}{b_{\text{eff}} \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{835,74}{1,40 \cdot 0,85 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5}} = 0,042 \leq h_c = 0,12 \text{m}$$

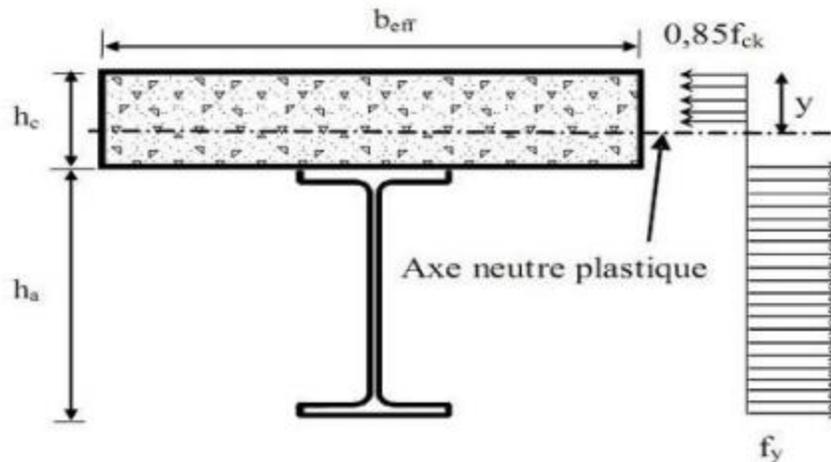


Figure IV 6: Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.

**IV.3.2.1.6 Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{9,10 \cdot 4,60^2}{8} = 24,06 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = fa \left( \frac{ha}{2} + hp + hc - \frac{z_{anp}}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 511,65 \left( \frac{0,18}{2} + 0,04 + 0,12 - \frac{0,045}{2} \right) = 116,38 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} \geq M_{sd} \quad \text{condition verifier}$$

#### **IV.3.2.1.7 Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{16,55 \cdot 6,05}{2} = 50,06 \text{ kn.m}$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \cdot 8,37 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3}}{1,1\sqrt{3}} = 138,76 \text{ kn.m}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd} \quad \text{condition verifier}$$

#### **IV.3.2.1.8 Vérification au déversement :**

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la non nécessité de la vérifier au déversement.

#### **IV.3.3 Dimensionnement de la connexion :**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

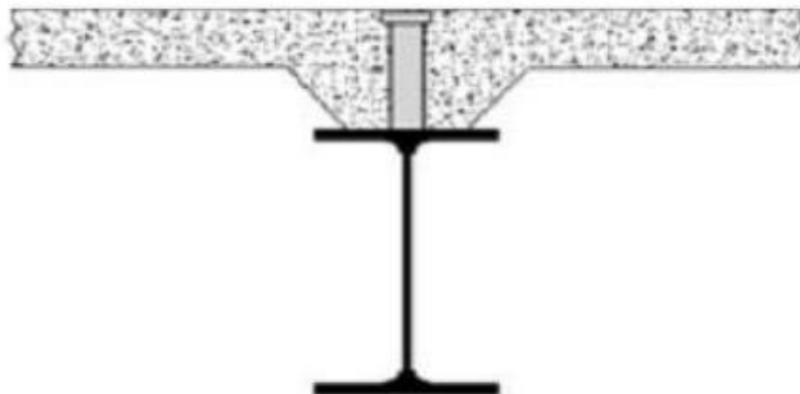


Figure IV 7: Connexion acier-béton.

**IV.3.3.1 Choix des connecteurs :**

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe ( 4.6) ayant les dimensions suivantes:

$h=80\text{mm}$  ;  $d=18\text{mm}$  ;  $f_u=460\text{Mpa}$  (résistance ultime en traction)

**IV.3.3.2 Résistance des connecteurs au cisaillement :**

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète.

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par:

$$Prd = \min(Prd1 , Prd 2 )$$

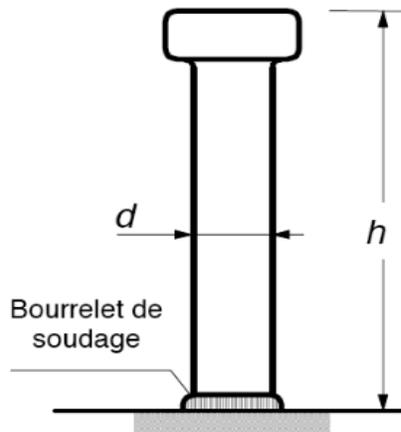


Figure IV 8: Goujon

$f_u= 460 \text{ N/mm}$

$\gamma_c$  : Facteur partiel de sécurité égal à 1,25

a: Facteur de correction

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 1 \quad \text{Si } \frac{h}{d} \geq 4 \\ a = 0,25 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) \end{array} \right.$$

h: hauteur du goujon.

d: diamètre du goujon

$E_{cm}$ : la valeur moyenne du module sécant du béton.

$E_{cm}=30,5\text{KN/mm}^2$  (tirer de tableau 3.2 EC04).

**Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même :**

$$\text{Prd1} = \frac{0,8 * f_u * 3,14 * d^2}{4 * \gamma_c} = \frac{0,8 * 460 * 3,14 * 18^2}{4 * 1,25} = 74877,69\text{N}$$

**Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon :**

$$\text{Prd2} = \frac{0,29 * a * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_c} = 65637,63\text{N}$$

$$\text{Prd} = \min(\text{Prd1} , \text{Prd 2}) = 65637,63\text{N}$$

**IV.3.3.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre :**

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément

$$L_{cr} = \frac{h}{d} = \frac{6,05}{2} = 3,02\text{m}$$

**IV.3.3.3.1 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :**

$$V_{lf} = \min\left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; h_c * b_{eff} * 0,85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$V_{lf} = \min\left(3912 * \frac{235 * 10^{-3}}{1,1}; 0,12 * 1,40 * 0,85 * \frac{25 * 10^3}{1,5}\right)$$

$$V_{lf} = \min(835,74; 14166,83)$$

$$V_{lf} = 835,74\text{kn}$$

**Le nombre de goujons :**

$$N_f = \frac{V_{lf}}{p_{rd}} = 12,73 \rightarrow 13 \text{ goujons}$$

**IV.3.3.3.2 L'espace des goujons :**

Soit  $N=13$  goujons sur la demi-longueur ( $L_{cr}$ ) de la solive, c'est-à-dire 26 goujons sur la longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{13}{12,73} = 1,02 \geq 0,4 \quad \text{condition vérifier ; EC4; art 6.2).}$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N t f} = \frac{3,02}{13} = 0,23m = 23cm$$

L'entre axe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800 mm conformément à l'EC4

$$e < \min (6ht; 800) = \min (720; 800).$$

$$e < 720 \text{ mm.} \quad 230 < 720\text{mm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

#### **IV.3.3.3.3 Vérification de la soudure du goujon :**

On doit vérifier :

$$Prd \leq f_{wrd} = \frac{a(d+2a)*3,14*f_u}{\sqrt{3}*\beta_w*1,25}$$

$$A=4\text{mm}$$

$$F_u=360\text{Mpa}$$

$$\beta_w=0,80$$

$$f_{wrd} = \frac{4*(18+2*4)*3,14*360}{\sqrt{3}*0,80*1,25} = 67874,22\text{N}$$

$$65637,63 \leq 67874,22 \quad \text{condition vérifier}$$

#### **IV.3.4 Ferrailage de la dalle de plancher :**

La dalle est une surface horizontale, supportant des charges verticales concentrées ou réparties. Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaires aux solives (BOUCHENNE et *al.*, 2019) .

##### **IV.3.4.1 Combinaison d'action :**

###### **A) Plancher terrasse :**

$$G=6,54\text{kn/m}^2 ; Q=1\text{kn/m}^2 ; N=0,08\text{kn/m}^2$$

**ELU:**

$$qu1=1,35G+1,5\max(Q;N)=10,32\text{kn/m}^2$$

$$qu2=1,35G+1,5(Q+N)=10,44\text{kn/m}^2$$

$$qu=\max(qu1 ;qu2)=10,44\text{kn/m}^2$$

**ELS :**

$$qs1=G+\max(Q ;N)=7,54\text{kn/m}^2$$

$$qs2=G+0,9(Q+N)=7,51\text{kn/m}^2$$

$$qs=\max(qs1;qs2)=7,54\text{kn/m}^2$$

**B) Plancher étage courant :**

$$G=4,92\text{kn/m}^2 ; Q=1,5\text{kn/m}^2$$

$$qu=1,35G+1,5Q=8,89\text{kn/m}^2$$

$$qs=G+Q=6,42\text{kn/m}^2$$

**IV.3.4.2 Calcul des sollicitations :**

$$qu=10,44\text{kn/m}^2$$

$$Lx=1\text{m (une bande de 1m)}$$

$$\frac{lx}{l} = 0,16 \leq 0,4$$

$$e=8\text{cm}$$

Donc le panneau de dalle travaille dans un seul sens (sens de Lx), la dalle se calcul comme une poutre en flexion simple.

$$\text{Moment statique : } M0=\frac{qu*lx^2}{8} = \frac{10,44*1^2}{8} = 1,30\text{kn.m}$$

$$\text{Moment en travée : } Mt=0,75*M0=0,97\text{kn.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } Ma=-0,5M0=-0,65\text{kn.m}$$

**IV.3.4.3 Calcul des armatures :**

**Armature en travée :**

$$M_t = 0,97 \text{ kn.m} ; b = 1 \text{ m} ; h = 0,08 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,072 \text{ m} ; d' = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} * b * d^2} = 0,01$$

$$\epsilon_{es} = 10\% \quad \rightarrow \quad 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,012$$

$$Z_b = d + (1 - 0,4 * \alpha) = 0,072 + (1 - 0,4 * 0,012)$$

$$Z_b = 1,06 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t x}{Z_b * \gamma_s} = \frac{0,97}{1,06 * 384} = 0,02 \text{ cm}^2$$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,072 * \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_{min}) = 1 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4HA6** = 1,13 cm<sup>2</sup> /ml.

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2HA6** = 0,57 cm<sup>2</sup> /ml.

**Armature en appuis :**

$$M_a = 0,65 \text{ kn/m}^2 ; b = 1 \text{ m} ; h = 8 \text{ cm} ; d' = 2 \text{ cm} ; d = 0,9h = 0,072$$

$$\mu = \frac{0,65}{14160 * 1 * 0,072^2} = 8,85 * 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,02$$

$$Z_b = d + (1 - 0,4 * \alpha) = 1,06 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z_b * \gamma_s} = \frac{0,65}{1,06 * 384} = 0,01 \text{ cm}^2$$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_{min}) = 1 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4HA6** = 1,13 cm<sup>2</sup> /ml.

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2HA6** = 0,57 cm<sup>2</sup> /ml.

#### **IV.3.4.4 Vérification de la dalle :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{qu * l}{4} = \frac{10,44 * 1}{4} = 2,61 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b * d} = \frac{2,61}{1 * 0,072} = 36,25 = 0,036 \text{ Mp}$$

$$\tau' = 0,072 * f_{c28} = 0,072 * 25 = 1,8 \text{ Mpa} \geq \tau_u$$

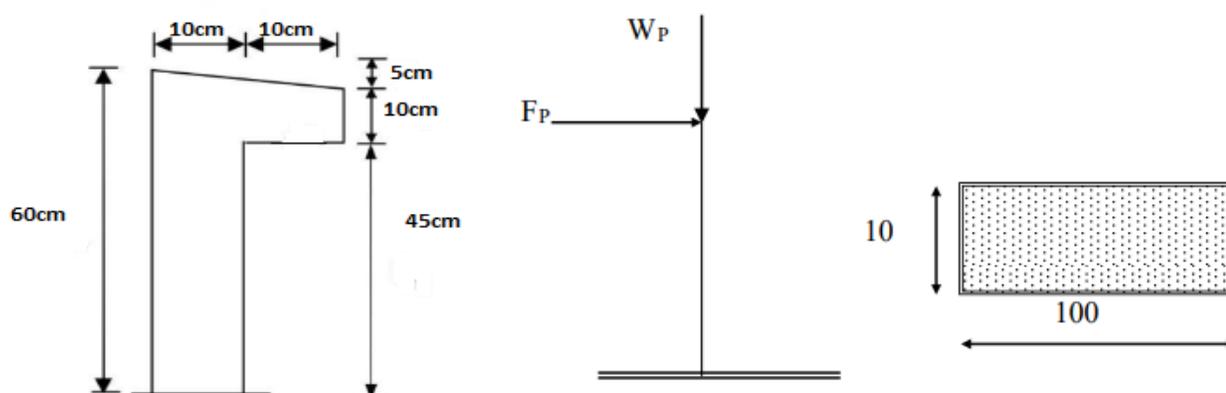
## CHAPITRE V

# Prédimensionnement des éléments non structuraux

### V. Prédimensionnement des éléments non structuraux :

#### V.1. Etude de l'acrotère

Elle est destinée à l'étanchéité et la protection. L'acrotère est assimilé à une console vertical encastré à sa base (poutre de plancher terrasse). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre " WP " est un moment dû à une force horizontale donnée par le RPA99 selon l'article du 6.2.3 RPA2003.



**Figure V 1 : ACROTÈRE**

Suivant le R.P.A 2003, les forces horizontales sont données par la formule suivante :

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

Avec :

$A = 0.15$  : Facteur d'accélération sismique obtenu par le tableau 4.1 (RPA99)

$C_p = 0.8$  : Facteur de force horizontale. Tableau 6.1

$W_p$  : Poids de l'élément en considération.

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,1 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0725 \text{ m}^2$$

$$W_p = (0,6 \times 0,1) + 0,1 \times 0,1 + 0,05 \times 0,12 \times 2500 = 181,25 \text{ daN}$$

$$FP = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 181,25 = 87 \text{ daN.}$$

### **V.1.2. Calcul des sollicitations**

**ELU :**

$$M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L = 1,5 \cdot 87 \cdot 0,6 = 78,3 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \cdot 181,25 = 244,69 \text{ daN}$$

**ELS:**

$$M_s = F_p \cdot L = 87 \cdot 0,6 = 52,2 \text{ daN.m}$$

$$N_s = W_p = 181,25 \text{ daN}$$

### **V.1.3. Calcul du ferrailage :**

#### **V.1.3.1. Ferrailage de résistance :**

**ELU :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{78,3}{244,68} = 0,320 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures alors la section est partiellement comprimée (SPC) le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif :

$$M_{uf} = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 244,68 \cdot \left( 0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_{uf} = 85,63 \text{ daN.m}$$

#### **V.1.3.1.1. Section de calcul :**

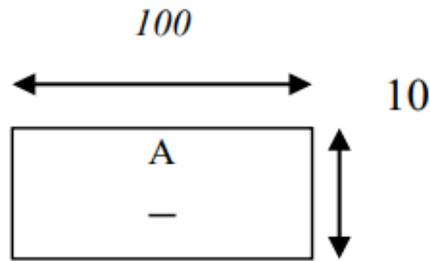


Figure V 2: Section de calcul

**V.1.3.1.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_{uf}}{\gamma b * b * d^2} = \frac{856,3}{14,2 * 100 * 8^2} = 9,42 * 10^{-3} \\ \mu = 9,42 * 10^{-3} < \mu_{ab} = 0,186 \rightarrow \text{pivot A (A' = 0)} \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0118 ; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{uf}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{856,3}{348 * 0,995 * 8} = 0,31 \text{ cm}^2$$

**V.1.3.1.3. Sollicitation réelle :**

$$\begin{cases} A = A_{fs} - \frac{N_{comprimé}}{100 * \sigma_s} = 0,1 - \frac{244,68}{100 * 348} = 0,29 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

**ELS :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,2}{181,25} = 0,29 \text{ m}$$

$e > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures alors

La section est partiellement comprimée (SPC) le calcul se fait a la flexion simple avec un moment fictif

$$M_{fs} = N_s(e + \frac{h}{2} - c) = 181,25 * (0,29 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 58 \text{ dan.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{Muf}{\gamma b * b * d^2} = \frac{580}{14,2 * 100 * 8^2} = 6,38 * 10^{-3} \\ \mu = 0,38 * 10^{-3} < \mu_{ab} = 0,186 \\ \alpha = 8,60 * 10^{-3} ; \beta = 0,997 \end{array} \right.$$

**V.1.3.2. Calcul des armatures :**

$$A = \frac{Muf}{\gamma s * \beta * d}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries la fissuration est donc préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nftj}\right) \\ \sigma_s = \min(266,66; 201,63) \\ \sigma_s = 201,63 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{Muf}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{580}{201,63 * 0,997 * 8} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s f' - \frac{Nu}{100 * \sigma_s} = 0,36 - \frac{1812,5}{100 * 201,63} = 0,27 \text{ cm}^2 \\ A' s = 0,36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**V.1.4. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 8 * \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_u ; A_{min}) = \max(0,27 ; 0,29 ; 0,96) \text{ cm}^2$$

→ Donc : A = 1 cm<sup>2</sup>

**V.1.4.1. Choix d'armatures :**

- Les armatures adoptées sont des barres de T10 avec e = 20 cm

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2 ; e = 20 \text{ cm}$$

- Pour les armatures de répartition nous avons des barres de T8 avec e = 20 cm

$$A_r = A / 4 = 0,98 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } 5T8 = 2,51 \text{ cm}$$

**V.1.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{MAX} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 87 = 130,5 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{1305}{1000 \cdot 80} = 0,016 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u$$

Pas de reprise de bétonnage  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

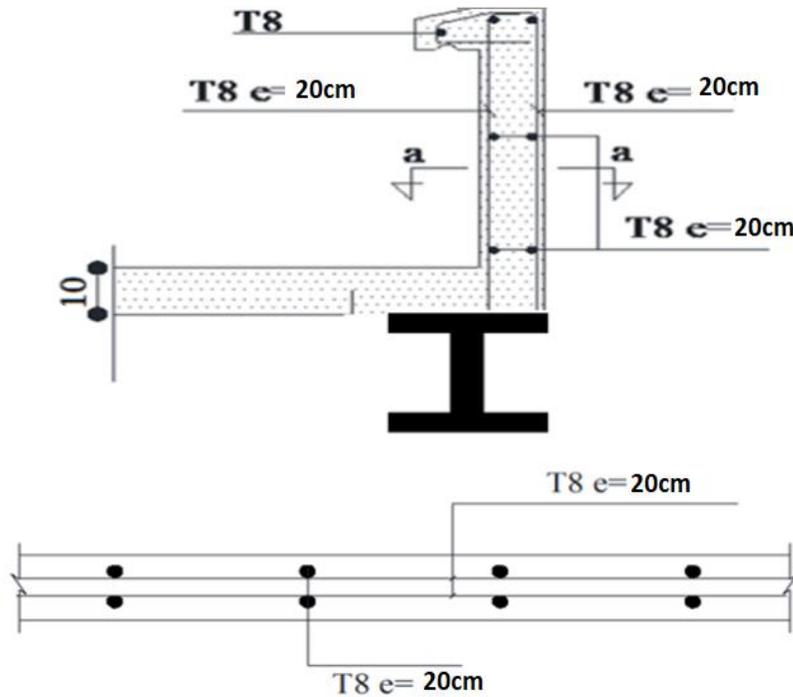


Figure V 3: Ferrailage de l'acrotère

## V.2. Etude d'escalier 2:

### V.2.1. Introduction :

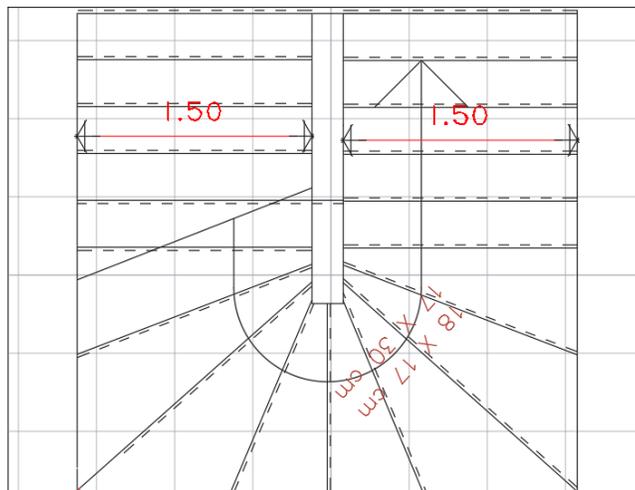
L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les

espaces qui existent sur ses niveaux. L'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron et sa hauteur de marche.

L'escalier est la partie d'un ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction (FARDEHEB et *al.*, 2015).

### **V.2.2. définition d'escalier balancé :**

Un escalier balancé est un escalier dont les marches au niveau du quartier tournant ont une largeur variable. Ainsi les marches commencent à tourner déjà au niveau des volées droites alors même qu'elles devraient être perpendiculaires aux limons (INOXDESING.FR).



**Figure V 4 : une coupe d'un escalier balancé**

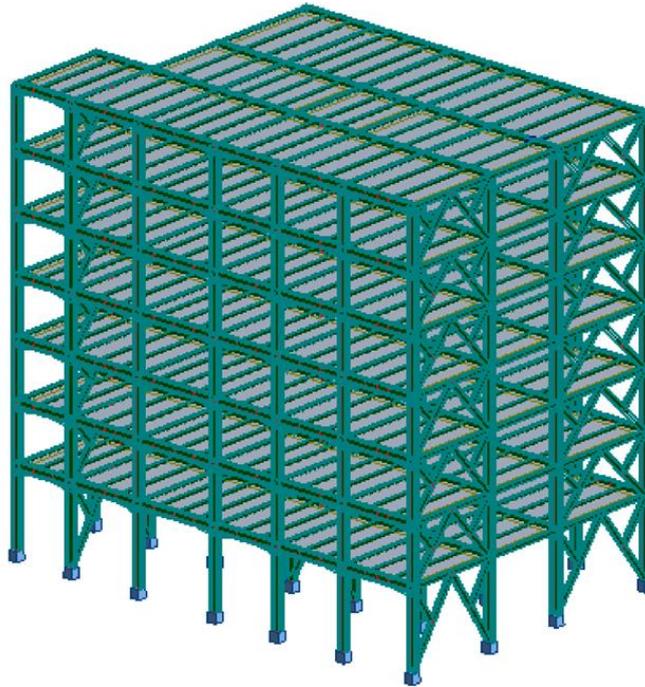
## **CHAPITRE VI**

Etude sismiques et dynamique

**VI. Etude sismiques et dynamique :**

**VI.1. Introduction :**

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2018 qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.



**Figure VI.1 :** Modélisation de la structure sur **Autodesk Robot Structural analysis 2018**

**VI.2. Méthode de calcul des forces sismiques :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003 art 4.1.1) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 17m.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de

comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

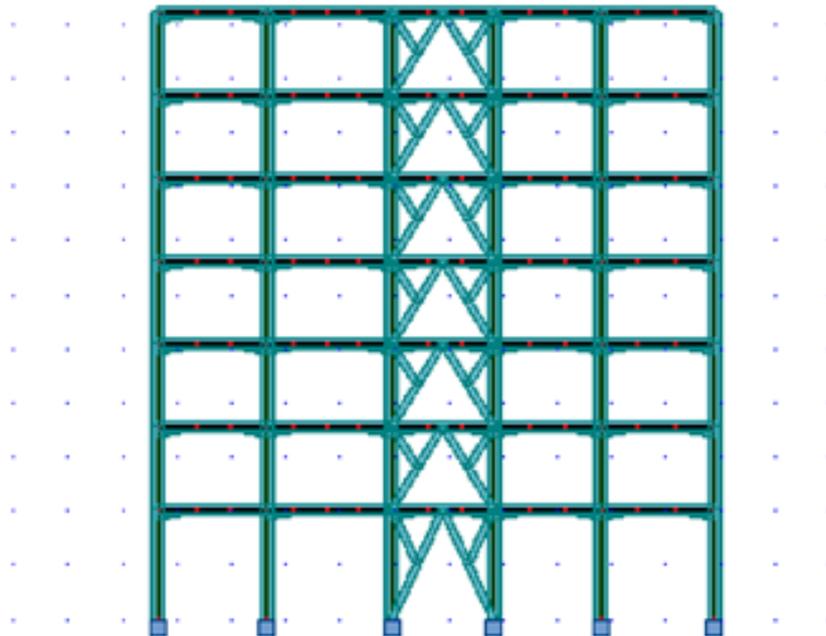
⇒ Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

V.3. Disposition des contreventements :

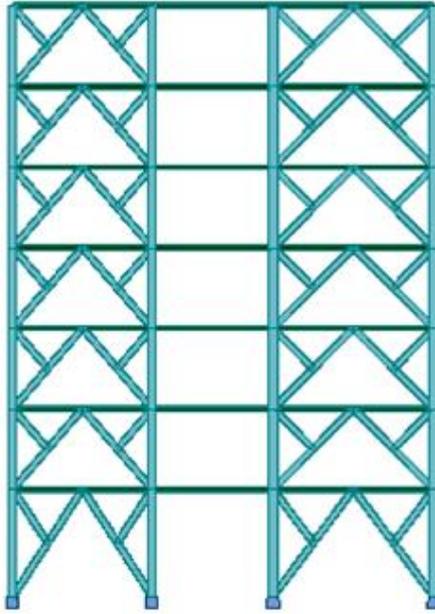
Le choix du positionnement des contreventements doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- Symétrie dans le système structural pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.

⇒ Après plusieurs changements de dispositions des contreventements on a choisit une variante pour laquelle on obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA, Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :



**Figure VI.2 :** vue en X-X



**Figure VI.3:** vue en Y-Y

Case	Mode	Période [sec]	Masses cumulées UX	Masses cumulées UY	Masse modale UX	Masse modale UY
Modal	1	0,58	0,00	75,5	0,00	75,5
Modal	2	0,51	84,35	75,5	84,35	0,00
Modal	3	0,41	84,73	75,62	0,38	0,12
Modal	4	0,17	84,74	95,31	0,01	19,69
Modal	5	0,17	96,27	95,43	11,53	0,03
Modal	6	0,13	96,31	95,48	0,04	0,14
Modal	7	0,09	98,88	95,49	2,57	0,01
Modal	8	0,09	98,89	98,83	0,01	3,35
Modal	9	0,07	98,90	98,87	0,01	0,04
Modal	10	0,06	99,65	98,88	0,75	0,0

**Tableau VI.1 :** résultats de l'analyse modale

Interprétation des résultats :

- Le premier mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 78.73% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 72.97% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z avec un taux de participation massique de 72.99%.

La condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 9ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

### **V.5. Vérifications réglementaires :**

#### **V.5.1. Estimation de la période fondamentale expérimentale :**

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = \frac{0.09h_N}{(d)^{1/2}} \dots \text{(Formules 4.7 de RPA 99 / version 2003)}$$

**hN** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N  
(dans notre structure : **hN** = 22.44 m)

**d** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\rightarrow T_x = 0.54 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T_y = 0.66$$

La période empirique a été utilisée pour le calcul des efforts statique équivalente non celle donnée par le calcul dynamique aucune vérification des périodes n'est nécessaire.

#### **V.5.2. La résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Si  $V_{dyn} \leq 0.8 V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8 V_{st}/V_{dyn}$ .

⇒ On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique Équivalente.

#### **Calcul de l'action sismique :**

La force sismique appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$v_{s_t} = \frac{ADQ}{R} \cdot W \dots \text{(Formules 4.1 de RPA 99 / version 2003)}$$

➤ **Le Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Coefficient d'accélération donne par le tableau 4.1 de RPA 99 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la wilaya d'ANNABA, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (ouvrages de moyenne importance).

⇒ Alors d'après les deux critères précédents on obtient  $A = 0.15$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement.

⇒ Notre structure métallique contreventée par palées triangulées en X la direction transversale et en V dans la direction longitudinale ⇒ dans ce cas, il ya lieu d'adopter la valeur la plus petite d'ou  $R = 3$

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité Q est défini par :  $Q = 1 + \sum_{q=i}^6 p_q \dots$  (Formules 4.4 de RPA 99 v2003)

⇒  $P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non.

Critère "q"	Qp	
	Sens X	Sens Y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2- Redondance en plan	0	0
3- Régularité en plan	0,05	0,05
4- Régularité en élévation	0	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
<b>Valeur de Q</b>	<b>1.15</b>	<b>1.15</b>

**Tableau VI.2 : Valeurs des pénalités.**

Facteur d'amplification dynamique (D) est donne par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

c :

• T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

⇒ Site meuble (catégorie S3) → T2 = 0.5 sec

□ η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0,7 \dots \text{(Formules 4.3 de RPA 99 v2003)}$$

ξ(%): est le coefficient d'amortissement critique, donné par le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.)

⇒ portique en acier avec remplissage léger → ξ = 5%

D'où : η = 1.08 ; ce qui donne : D = 1.82

□ **Poids total :**

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations.

Poids total de la structure **W** égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

⇒ le bâtiment à usage bureaux → β = 0.2

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2018, la valeur trouvée est :

$$W = 19113.16 \text{ KN}$$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	D	R	W	Q	$V_{st} (KN)$
Sens X	0,15	2,375	4	17428,69	1,15	156,6
Sens Y		2,075	3		1,15	182,43

**Tableau VI.3 :** La force sismique à la base.

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

	$V_{St}$	$V_{dyn}$	$V_{dyn} > 0.8V_{St}$
EX	156,6	218,58	Vérifiée
EY	182,43	239,61	Vérifiée

**Tableau VI.4:** vérification de la résultante sismique.

**VI.5.3. Vérification de L'excentricité :**

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2018 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveaux	Dimension d'étage		Position du centre masse		Position du centre torsion		Excentricité X-X		Excentricité Y-Y	
	Lx(m)	Ly(m)	Xcm(m)	Ycm	Xcr	Ycr	ex(m)	ex/Lx	Ey(m)	Ey/Ly
RDC	23,75	15,85	12,77	7,61	12,68	7,37	0,09	0.3 %	0,24	1.5 %
1	23,75	15,85	12,83	7,72	12,68	7,37	0,15	0.6 %	0,35	1.6 %
2	23,75	15,85	12,87	7,63	12,68	7,37	0,18	0.7 %	0,26	1.6 %
3	23,75	15,85	12,87	7,63	12,68	7,37	0,18	0.7 %	0,26	1.6 %
4	23,75	15,85	12,87	7,63	12,68	7,37	0,18	0.7 %	0,26	1.6 %
5	23,75	15,85	12,87	7,63	12,68	7,37	0,18	0.7 %	0,26	1.6 %
6	23,75	15,85	12,81	7,62	12,68	7,37	0,13	0.5 %	0,24	1.5 %

**Tableau VI.5 :** Vérification de de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représentée dans le tableau précédent ,ne dépasse pas les 15%, alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

**VI.5.4. Les déplacements latéraux inter- étage :**

Selon le RPA99/2003(Art5.10), Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

-  $\Delta k$  :Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

-  $\delta K$ :Le déplacement horizontal du niveau k"

Le logiciel de calcul «Autodesk Robot Structural Analysis 2018»donne directement les valeurs de  $\delta K$  ,Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Niveaux	Hk(m)	Ex			Ey		
		$\delta k$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta K/ hk$	$\delta k$ (m)	$\Delta K$ (m)	$\Delta K/ hk$
1	4.08	0,01	0,01	0,24%	0,007	0,007	0,17%
2	3.06	0,019	0,009	0,29%	0,014	0,007	0,22%
3	3.06	0,027	0,008	0,26%	0,023	0,009	0,29%
4	3.06	0,035	0,007	0,22%	0,033	0,01	0,32%
5	3.06	0,042	0,007	0,22%	0,042	0,009	0,29%
6	3.06	0,048	0,006	0,19%	0,052	0,01	0,32%
Terrasse	3.06	0,053	0,005	0,16%	0,061	0,009	0,29%

**Tableau VI.6 : Vérification des déplacements**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

**VI.5.5. Le déplacement max au sommet :**

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$\delta_{tot}$ (m)	hk(m)	$\delta_{tot}/hk$ (m)
Sens X	0,053	22,44	0,23%
Sens Y	0,061	22,44	0,27%

**Tableau VI.7 : Vérification du déplacements max au sommet.**

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur inférieurs au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est vérifiée.

**VI.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exposition associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveaux	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Ex			Ey		
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ	Δ	V	θ
RDC	4.08	18796.4744	1,2	-2212,39	-0.09	0,8	250176,3	-0,06
1	3.06	16028.0969	0,9	-2100,437	-0.08	0,9	238772,3	-0,07
2	3.06	13488,8389	0,9	-1928,579	-0.06	1,1	221804,1	-0,06
3	3.06	10929,7906	0,9	-1693,327	-0.05	1,2	198990,1	-0,05
4	3.06	8370,7827	0,8	-1397,895	-0.03	1,2	169669,7	-0,04
5	3.06	5811,7748	0,6	-1042,158	-0.00	1,2	131954,1	-0,007
6	3.06	3252,7668	0,5	-623,1608	-0.01.	1,1	82364,89	-0,01

**Tableau VI.8:** Vérification au renversement

On voit bien que la condition  $\theta < 0.1$  est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

**VI.5.7. Vérification de la structure au moment de renversement:**

dans les deux sens on a :

$$M_s / M_{renv} > 1,5$$

Sens X → L = 23.75m

Les résultats donnés par Robot présenté dans le tableau suivant :

Etage	Fi (KN)	h <sub>N</sub>	poids structure	Xg(m)	M <sub>renv</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub>	M <sub>s</sub> / M <sub>renv</sub> > 1,5
1	2212,3936	4,06	1911316,75	10,98	454,54339	209862,579	461,70
2	2100,4371	7,14			1227,067548		171,03
3	1928,5789	10,2			2399,57448		87,46
4	1693,3265	13,26			3917,416386		53,57
5	1397,8954	16,32			5805,637632		36,15
6	1042,1578	19,38			8120,16186		25,84
7	623,1608	22,44			13983,72835		15.01

**Tableau VI.9 :** Vérification au renversement (X-X)

Sens Y → L =15.85m

Etage	Fi (KN)	h	poids structure	Xg(m)	Mrenv(KN.m)	Mstab	Ms/Mrenv>1,5
1	2501,763	4,06	1911316,75	7,48	463,002	142966,49	308,78
2	2387,723	7,14			1211,527		118,01
3	2218,041	10,2			2327,028		61,44
4	1989,901	13,26			3887,892		36,77
5	1696,697	16,32			6155,184		23,23
6	1319,541	19,38			9610,389		14,88
7	823,6489	22,44			18482,68		7,74

**Tableau VI.10 : Vérification au renversement (Y-Y)**

**Notre structure est stable vis-à-vis le moment de renversement dû aux forces sismiques**

## **CHAPITRE VII**

# Dimensionnement des éléments structuraux

**VII. Dimensionnement des éléments structuraux :**

**VII.1. Introduction :**

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [Eurocode3], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel **Robot structural analysis 2018**

**VII.2. Vérification des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée Poteau, Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel **Robot structural analysis 2018** sous la combinaison :  $(PP+CP+Q)*1.00+ EY*1.20$

---

**MATERIAU :**

ACIER E24  $f_y = 235$  MPa

---

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 500**

h=49.0 cm	$\gamma_{M0}=1.00$	$\gamma_{M1}=1.00$	
b=30.0 cm	$A_y=150.74$ cm <sup>2</sup>	$A_z=74.72$ cm <sup>2</sup>	$A_x=197.54$ cm <sup>2</sup>
$t_w=1.2$ cm	$I_y=86974.80$ cm <sup>4</sup>	$I_z=10367.10$ cm <sup>4</sup>	$I_x=310.27$ cm <sup>4</sup>
$t_f=2.3$ cm	$W_{pl,y}=3948.86$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,z}=1058.51$ cm <sup>3</sup>	

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

$N_{Ed} = 2591.3643$ KN	$M_{y,Ed} = 2.7933$ KN*m	$M_{z,Ed} = -8941.52$ daN*m	$V_{y,Ed} = -430.5969$ KN
$N_{c,Rd} = 4642.19$ KN	$M_{y,Ed,max} = 2.7933$ KN*m	$M_{z,Ed,max} = -89.415$ KN*m	$V_{y,T,Rd} = 2045.1633$ KN
$N_{b,Rd} = 4642.19$ KN	$M_{y,c,Rd} = 927.9821$ KN*m	$M_{z,c,Rd} = 248.7499$ KN*m	$V_{z,Ed} = -1.5470$ KN
	$M_{N,z,Rd} = 482.7099$ KN*m	$M_{N,y,Rd} = 215.1337$ KN*m	$V_{z,T,Rd} = 1013.7714$ KN
			$T_{t,Rd} = -0.0008$ KN*m
			Classe de la section = 1

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

En y:		En z:	
$L_y = 0.20$ m	$\bar{\lambda}_y = 0.01$	$L_z = 0.20$ m	$\bar{\lambda}_z = 0.03$
$L_{cr,y} = 0.10$ m	$X_y = 1.00$	$L_{cr,z} = 0.20$ m	$X_z = 1.00$

---

$\lambda_y = 0.48$	$k_{zy} = 0.46$	$\lambda_z = 2.76$	$k_{zz} = 0.65$
flambement par torsion :		flambement en flexion-torsion	
Courbe, T=b	$\alpha_T=0.34$	Courbe, TF=b	$\alpha_{TF}=0.34$
$L_t=0.20$ m	$\phi_T=0.47$	$N_{cr,y}=180265442.46$ KN	$\phi_{TF}=0.47$
$N_{cr,T}=5948627.59$ KN	$\chi_T=1.00$	$N_{cr,TF}=5948627.59$ KN	$\chi_{TF}=1.00$
$\bar{\lambda}_T=0.01$	$N_{b,T,Rd}=4642.19$ KN	$\bar{\lambda}_{TF}=0.03$	$N_{b,TF,Rd}=4642.19$ daN

**FORMULES DE VERIFICATION :**

**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right)^{2.79} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed} / V_{y,T,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed} / V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\frac{\tau_{y,Ed}}{f_y} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\frac{\tau_{y,Ed}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$\frac{\tau_{z,Ed}}{f_y} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\frac{\tau_{z,Ed}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\bar{\lambda}_y = 0.48 < \bar{\lambda}_{max} = 210 \qquad \bar{\lambda}_z = 2.76 < \bar{\lambda}_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{Y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{yz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})] = 0.72 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{Y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})] = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Le profilé HEA 500 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et stabilité, donc on adopte pour la poutre principale de plancher courant un HEA 500.

**VII.3. Vérification de la poutre principale HEA 450 :**

Les poutres principales sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des plancher et les transmettent aux poteaux elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. La longueur de la poutre L= 6.0 m

Cas de charge décisif : (PP+CP+Q)\*1.00+ EX\*1.20

**MATERIAU :**

ACIER E24  $f_y = 235$  MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 450**

h=64.0 cm	$\gamma_{M0}=1.00$	$\gamma_{M1}=1.00$	
b=30.0 cm	$A_y=126.00$ cm <sup>2</sup>	$A_z=68.77$ cm <sup>2</sup>	$A_x=261.61$ cm <sup>2</sup>
$t_w=1.1$ cm	$I_y=150100.29$ cm <sup>4</sup>	$I_z=14192.60$ cm <sup>4</sup>	$I_x=341.84$ cm <sup>4</sup>
$t_f=2.1$ cm	$W_{el,y}=4376.54$ cm <sup>3</sup>	$W_{el,z}=946.17$ cm <sup>3</sup>	

---

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

$N_{Ed} = 0.0595$ KN	$M_{y,Ed} = -225.6477$ KN*m	$M_{z,Ed} = 0.0001$ KN*m	$V_{y,Ed} = 0.0003$ KN
$N_{c,Rd} = 6147.9525$ KN	$M_{y,el,Rd} = 1028.4881$ KN*m		$M_{z,el,Rd} = 222.3507$ KN*m
	$V_{y,T,Rd} = 1709.4396$ KN		
$N_{b,Rd} = 6147.9525$ KN	$M_{y,c,Rd} = 1028.4881$ KN*m	$M_{z,c,Rd} = 222.3507$ KN*m	
			$V_{z,T,Rd} = 933.0246$ KN
	$M_{b,Rd} = 912.8002$ KN*m		$T_{t,Ed} = -0.0019$ KN*m
			Classe de la section = 3

---

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 6787.21$ KN*m	Courbe,LT - d	$\chi_{LT} = 0.86$
$L_{cr,low}=4.60$ m	$\bar{\lambda}_{LT} = 0.39$	$\phi_{LT} = 0.65$	$\chi_{LT,mod} = 0.89$

---

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y:	en z:
$k_{yy} = 1.00$	$k_{zz} = 1.00$

---

**FORMULES DE VERIFICATION :**

Contrôle de la résistance de la section :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,c,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,c,Rd}} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\frac{\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3(\tau_{z,Ed} + \tau_{tz,Ed})^2}}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,T,Ed}} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6 - 7)$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,T,Ed}} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6 - 7)$$

$$\frac{\tau_{t,y,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\frac{\tau_{t,z,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.2.1. (1))$$

$$N_{Ed}/(\chi_{min} N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{Y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{yz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})] = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}[M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{Y,Rk}/\gamma_{M1})] + k_{zz}[M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})] = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$\chi_{LT}$  : est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = 1 - \phi_{LT} + \phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2 \leq 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ : est l'élanement de la poutre donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  : est moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr}^2} \times \left( \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right)$$

$C_1$ : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ( $C_1 = 1$ ).

$E$  : module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E = 210000$  MPa

$G$  : module d'élasticité transversal de l'acier  $G = E/(1+\nu) \approx 81000$  MPa

$I_z$ : le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe zz

$I_w$  : Le moment d'inertie de gauchissement

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Le profilé HEA 450 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et stabilité, donc on adopte pour la poutre principale de plancher courant un **HEA 450**.

**VII.4. Vérification des contreventements :**

La palée en V avec des bretelles est le type des palées utilisés dans cette étude et autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003

Cas de charge décisif : 37 COMB25 (PP+CP+Q)\*1.00+EY\*1.20

**MATERIAU :**

ACIER E24  $f_y = 235.00 \text{ N/mm}^2$

**PARAMETRES DE LA SECTION : 2 UPN 280**

h=28.0 cm	$\gamma_{M0}=1.00$	$\gamma_{M1}=1.00$	
b=20.0 cm	$A_y=57.00 \text{ cm}^2$	$A_z=56.00 \text{ cm}^2$	$A_x=106.80 \text{ cm}^2$
$t_w=1.0 \text{ cm}$	$I_y=12560.00 \text{ cm}^4$	$I_z=1778.52 \text{ cm}^4$	$I_x=62.00 \text{ cm}^4$
$t_f=1.5 \text{ cm}$	$W_{el,y}=897.14 \text{ cm}^3$	$W_{el,z}=177.85 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

$N_{Ed} = 677.36 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 10.55 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.08 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -0.06 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2509.80 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 10.55 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -0.08 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
$N_{b,Rd} = 949.47 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 250.04 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 76.04 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 6.43 \text{ kN}$
		$M_{N,y,Rd} = 231.82 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 759.79 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y:		en z:	
$L_y = 5.08 \text{ m}$	$\bar{\lambda}_y = 0.50$	$L_z = 5.08 \text{ m}$	$\bar{\lambda}_z = 1.33$
$L_{cr,y} = 5.08 \text{ m}$	$X_y = 0.84$	$L_{cr,z} = 5.08 \text{ m}$	$X_z = 0.38$
$\lambda_y = 46.84$	$k_{zy} = 0.59$	$\lambda_z = 124.46$	$k_{zz} = 0.71$

**FORMULES DE VERIFICATION :**

**Contrôle de la résistance de la section :**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.4. (1))$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1(6))$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,c,Rd}} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6. (1))$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,c,Rd}} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6. (1))$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\bar{\lambda}_y = 46.48 < \bar{\lambda}_{max} = 210 \qquad \bar{\lambda}_z = 124.46 < \bar{\lambda}_{max} = 210 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} [M_{y,Ed,max} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{yz} [M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})] = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$\frac{N_{Ed}}{(\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1})} + k_{zy} \left[ \frac{M_{y,Ed,max}}{(\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})} \right] + k_{zz} \left[ \frac{M_{z,Ed,max}}{(M_{z,Rk} / \gamma_{M1})} \right] =$$

**0.74 < 1.00**                      (6.3.3.(4))

## **CHAPITRE VIII**

# Etude des assemblages

**VIII. Etude des assemblages**

**VIII.1. Introduction :**

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les

composants en présence.

**VIII.2. Fonctionnement des assemblages :**

Les principaux modes d'assemblages sont :

**a) Le 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 à 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 :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{yb}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau VIII.1 : Caractéristiques des boulons**

**b) Le soudage :**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

**c) Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR

**d) Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{M2} = 1,50$

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille où de calamine ; de graissage, ...etc.

$\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D.

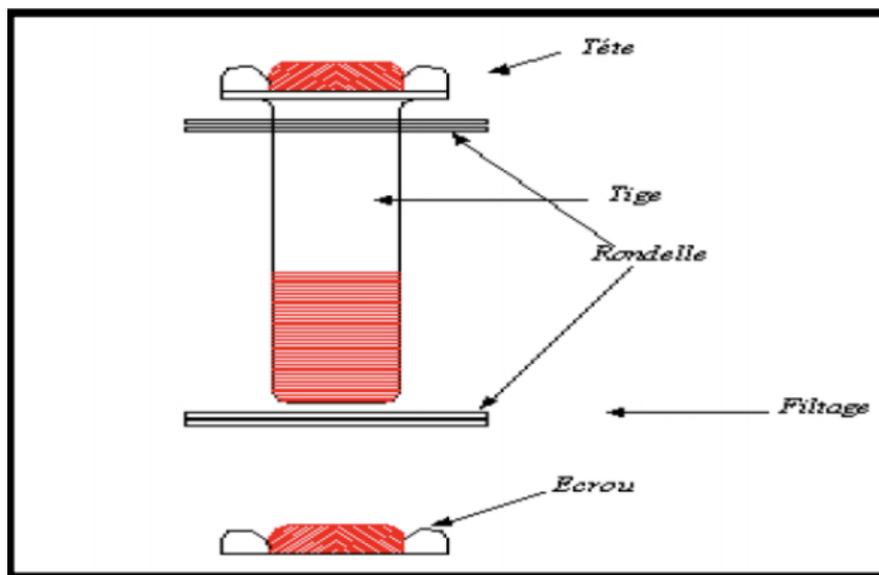


Figure VIII.1: présentation d'un boulon

**VIII.3. Rôle des assemblages :**

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 des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

**VIII.4. Calcul des assemblages par Autodesk Robot structural Analysis**

**Professional 2014:**

**VIII.4.1. Assemblage poutre - solive :**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE 220 avec l'âme de la poutre principale HEA 450, avec une file verticale de deux boulons.

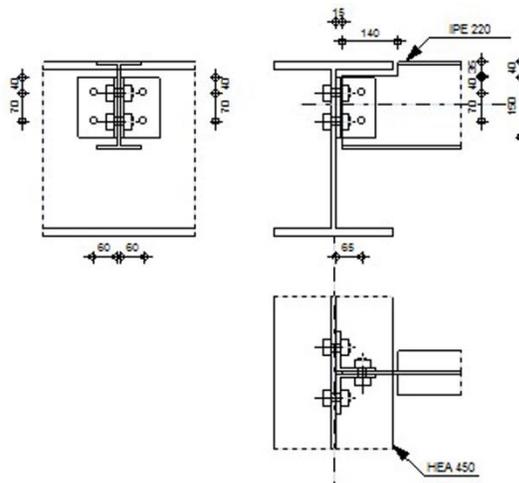
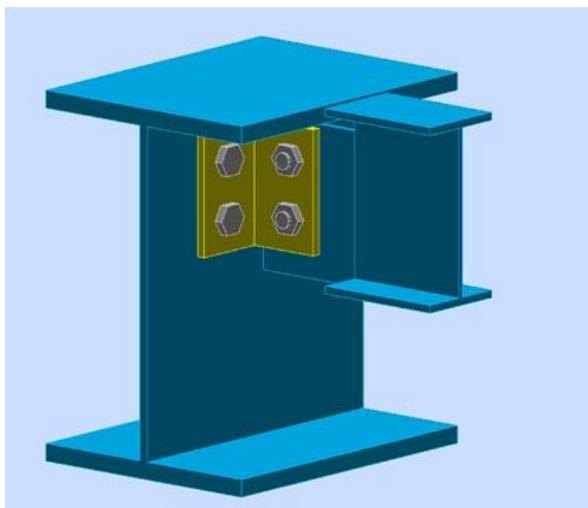


Figure VIII.2 : Assemblage poutre HEA 450 –solive IPE 220

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q

L'effort tranchant :  $T = 49.96 \text{ KN}$

**VIII.4.1.1. Géométrie :**

**a. Poutre porteuse HEA 450 :**

- Géométrie :

$\alpha_1$ (Deg)	h (mm)	b (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	r (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )
-90	440	300	12	21	27	178,03	63721

**Tableau VIII.2 :** Les caractéristiques de profile HEA 450

- Matériau : Acier E24  $\rightarrow \sigma_e=235 \text{ MPa}$

➤ Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse HEA 450 :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	$d'$ (mm)	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v'$ (cm <sup>2</sup> )	$f_y'$ (MPa)	$f_u'$ (MPa)	$n'$	$e_1'$ (mm)
HR 8,8	20	2,45	3,14	235	900	2	40

**Tableau VIII.3 :** Les caractéristiques des boulons

**b. Poutre portée IPE 220 :**

- Géométrie :

$\alpha_2$ (Deg)	$h_b$ (mm)	$b_{fb}$ (mm)	$t_{wb}$ (mm)	$t_{fb}$ (mm)	$r_b$ (mm)	$A_b$ (cm <sup>2</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )
0	220	110	6	9	12	33,37	2771,84

**Tableau VIII.4 :** Les caractéristiques de profile IPE 220

- Matériau : Acier E24  $\rightarrow \sigma_{eb}=235 \text{ MPa}$

- Encoche de la poutre portée :

$h_1$ (mm)	$h_2$ (mm)	L (mm)
35	0	140

➤ Boulons assemblant la cornière à la poutre portée IPE 220 :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	As(cm <sup>2</sup> )	Av(cm <sup>2</sup> )	fy(MPa)	fu (MPa)	n	e <sub>1</sub> (mm)
HR 8.8	20	2,45	3,14	235	900	2	70

Tableau VIII.5 : Les caractéristiques des boulons

c. Cornière CAE (100x10) :

- Géométrie :

hk (mm)	bk (mm)	tk (mm)	rk (mm)	Lk (mm)	f <sub>uk</sub> (MPa)
100	100	10	12	150	365

Tableau VIII.6 : Les caractéristiques de cornière CAE (100x10)

- Matériau : Acier E24 →  $\sigma_c=235$  MPa

#### VIII.4.1.2. Vérification des Boulons :

a. cisaillement des boulons (Côté de la poutre secondaire IPE 220) :

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |50,49| < 65,25 \quad \text{vérifié} \quad (0,77)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |24,98| < 58,73 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

b. Cisaillement des boulons (Côté du Poutre porteuse HEA 450) :

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |22,46| < 37,04 \quad \text{vérifié} \quad (0,61)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |12,49| < 37,04 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

#### VIII.4.2.3. Vérification des profils :

c. Effort tranchant (Côté de la poutre portée IPE 220) :

$$T \leq 0.65 \times (h_a - n \times d) \times t_{wb} \times \sigma_{eb} \rightarrow |49,96| \leq 139,51 \rightarrow \text{vérifiée}$$

#### VIII.4.2.4. Vérification du Cornière :

c. Effort tranchant (pour les deux côté) :

$$T \leq 0.866 \times (L_c - n \times d) \times t_c \times \sigma_c \rightarrow |49,96| \leq 99,23 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**d. Moment fléchissant (Côté de la poutre portée IPE 220) :**

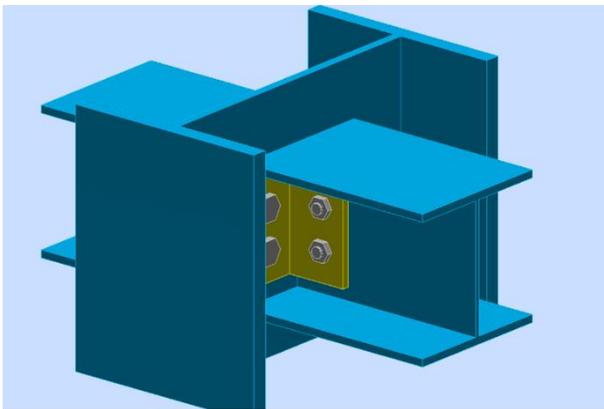
$$T \leq \frac{2}{a} \times \left(\frac{1}{V}\right)_c \times \sigma_c \rightarrow |49,96| \leq 58,73 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**e. Moment fléchissant (Côté du Poutre porteuse HEA 450) :**

$$T \leq \frac{t_c \times L_c^2}{(3a') \times \sigma_c} \rightarrow |49,96| \leq 65,25 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**VIII.4.2. Assemblage poteau - poutre secondaire (sabliere) :**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la poutre secondaire HEA 220 avec l'âme du poteau HEA 500, avec une file verticale de deux boulons



**Figure VIII.3 :** Assemblage poteau HEA 500 – poutre HEA 220

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q

L'effort tranchant : T = 36,33 KN

**VIII.4.2.1. Géométrie :**

**a. Poteau HEA 500 :**

- Géométrie :

$\alpha_1$ (Deg)	$h_c$ (mm)	$b_{fc}$ (mm)	$t_{wc}$ (mm)	$t_{fc}$ (mm)	$r_c$ (mm)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{yc}$ (cm <sup>4</sup> )
-90	490	300	12	23	27	197,54	86974,80

**Tableau VIII.7 :** Les caractéristiques de profile HEA 300

- Matériau: Acier E24 →  $\sigma_{ec}$ =235 MPa

**- Boulons assemblant le poteau HEA 500 à la cornière :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	$d'$ (mm)	$d_o$ (mm)	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$Av'$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{ub}$ (MPa)	n	$e_1$ (mm)
HR 4,8	20	22	2,45	3,14	400	2	45

**Tableau VIII.8** : Les caractéristiques des boulons

**b. Poutre portée HEA 220 :**

- Géométrie :

$\alpha_2$ (Deg)	$h_b$ (mm)	$b_{fb}$ (mm)	$t_{wb}$ (mm)	$t_{fb}$ (mm)	$r_b$ (mm)	$A_b$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{yb}$ (cm <sup>4</sup> )
0,0	210	220	7	11	18	64,34	5409,7

**Tableau VIII.9** : Les caractéristiques de profile HEA 220

- Matériau : Acier E24 →  $\sigma_{eb}=235$  MPa

**- Boulons assemblant la cornière à la poutre portée HEA 220 :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	$d'$ (mm)	$d_0$ (mm)	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v'$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{ub}$ (MPa)	n	$e_1$ (mm)
HR 4,8	16	18	1,57	2,01	400	2	45

**Tableau VIII.10** : Les caractéristiques des boulons

**c. Cornière CAE (100x10) :**

- Géométrie :

$h_c$ (mm)	$b_c$ (mm)	$t_c$ (mm)	$r_c$ (mm)	$L_c$ (mm)
100	100	10	12	150

**Tableau VIII.11** : Les caractéristiques de cornière CAE (100x10)

- Matériau : Acier E24 →  $\sigma_c=235$  MPa

**VIII.4.2.2. Vérification des Boulons :**

**a. cisaillement des boulons (Côté de la poutre secondaire (sablère) HEA 220) :**

$$T \leq \frac{1.3 \times n \times A_v \times f_y}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \times a^2}{\delta^2}}} \rightarrow |36.33| \leq 70.40 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**b. cisaillement des boulons (Côté du poteau HEA 500) :**

$$T \leq 1.3 \times n' \times A'_v \times f'_y \rightarrow |36.33| \leq 60.31 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**VIII.4.2.3. Vérification des profiles :**

**a. Effort tranchant (Côté de la poutre portée HEA 220) :**

$$T \leq 0.65 \times (h_a - n \times d) \times t_{wb} \times \sigma_{eb} \rightarrow |36.33| \leq 60,31 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**VIII.4.2.4. Vérification du Cornière :**

**a. Effort tranchant (pour les deux côté) :**

$$T \leq 0.866 \times (L_c - n \times d) \times t_c \times \sigma_c \rightarrow |36.33| \leq 70.56 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**b. Moment fléchissant (Côté de la poutre portée HEA 220) :**

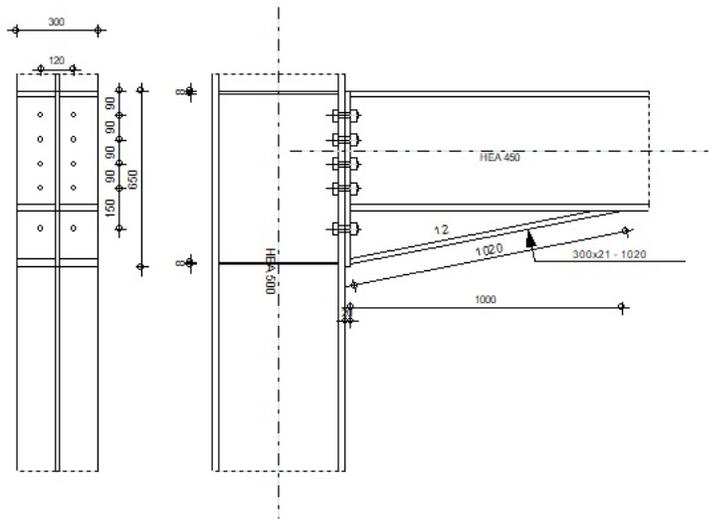
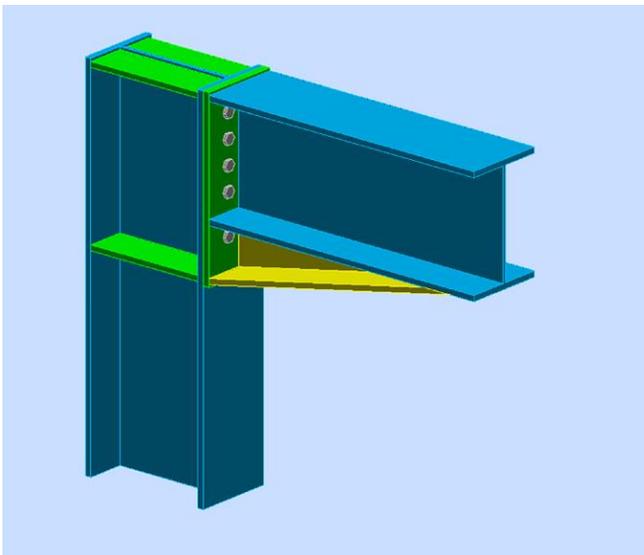
$$T \leq \frac{2}{a} \times \left(\frac{1}{V}\right)_c \times \sigma_c \rightarrow |36.33| \leq 60,31 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**c. Moment fléchissant (Côté du poteau HEA 500) :**

$$T \leq \frac{t_c \times L_c^2}{(3a') \times \sigma_c} \rightarrow |36.33| \leq 42.99 \rightarrow \text{vérifiée}$$

**VIII.4.3. Assemblage poteau - poutre principale :**

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre principale IPE 300 et un poteau HEA 300.



**Figure VIII.4 :** Assemblage poteau HEA 500 – poutre HEA 450

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q

L'effort tranchant : T = 102,38 KN

Moment fléchissant : M= 99,85 KN.m

**VIII.4.3.1. Géométrie :**

**a. Poteau HEA 500 :**

**- Géométrie :**

$\alpha_1$ (Deg)	h (mm)	b (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	r (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )
-90	490	300	12	23	27	197,54	86974,80

**Tableau VIII.12** : Les caractéristiques de profile **HEA 500**

- Matériau: Acier E24 →  $f_{yc}=235$  MPa

**b. Poutre HEA 450 :**

**- Géométrie :**

$\alpha_1$ (Deg)	h (mm)	b (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	r (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )
-90	440	300	12	21	27	178,03	63721,60

**Tableau VIII.13** : Les caractéristiques de profile **HEA 450**

- Matériau: Acier E24 →  $f_{yb}=275$  MPa

**c. Platine :**

h(mm)	b (mm)	T(mm)
660	300	140

- Matériau: Acier E24 →  $f_{yp}=235$  MPa

JARRET INFERIEUR

$w_d$ (mm)	$t_{fd}$ (mm)	$h_d$ (mm)	$t_{wd}$ (mm)	$l_d$ (mm)	a(Deg)
300	21	200	12	1000	11,3

-Materiau: Acier E24 →  $f_{ybu}=235$ MPa

**d. Raidisseur poteau :**

**- Supérieur :**

$h_{su}$ (mm)	$b_{su}$ (mm)	$t_{hu}$ (mm)
444	144	20

- Matériau: Acier E24 →  $f_{ysu}=235$  MPa

**- Inférieur :**

$h_{sd}$ (mm)	$b_{sd}$ (mm)	$t_{hd}$ (mm)
444	144	20

- Matériau: Acier E24 →  $f_{ysu}=235$  MPa

**e. Boulons :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d(mm)	$F_{tRd}$ (daN)	$n_h$	$n_v$	$h_1$ (mm)	Ecartement $e_i$ (mm)	Entraxe $p_i$ (mm)
HR10,9	22	26179,20	2	5	90	120	90;90;90;150

**Tableau VIII.14 :** Les caractéristiques des boulons

**f. Soudures d'angle :**

Soudure âme <b>aw</b> (mm)	Soudure semelle <b>af</b> (mm)	Soudure du raidisseur <b>as</b> (mm)
9	15	9

**VIII.4.3.2. Vérification les résistances des profiles :**

**a. Résistances de la poutre ou cisaillement :**

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1.0 \rightarrow 102,38/1204,61 \leq 1.0 \rightarrow 0.38 < 1.0 \rightarrow \text{vérifié}$$

Avec :

$$V_{b1,Ed} = 102,38 \text{ KN}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 1204.61 \text{ KN}$$

**b. Résistances du poteau ou cisaillement :**

Avec :

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})/2 = 77,24 \text{ KN}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} * f_{y,wc} ) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s) = 965,22 \text{ KN}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1.0 \rightarrow 77.29/965 \leq 1.0 \rightarrow 0.08 < 1.0 \rightarrow \text{vérifié}$$

**VIII.4.3.3. Vérification la Résistances de l'assemblage :**

**a. Résistance de l'assemblage à la flexion :**

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1.0 \rightarrow 99,85/459,15 \leq 1.0 \rightarrow 0.22 < 1.0 \rightarrow \text{vérifié}$$

Avec :

$$M_{b1,Ed} = 99,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd} = 459,15 \text{ KN.m}$$

**b. Résistance de l'assemblage au cisaillement:**

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1.0 \rightarrow 102,38/562,57 \leq 1.0 \rightarrow 0.19 < 1.0 \rightarrow \text{vérifié}$$

**VIII.4.3.4. Vérification la Résistances des soudures:**

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \rightarrow 4,57 < 36,50 \rightarrow \text{vérifié}$$

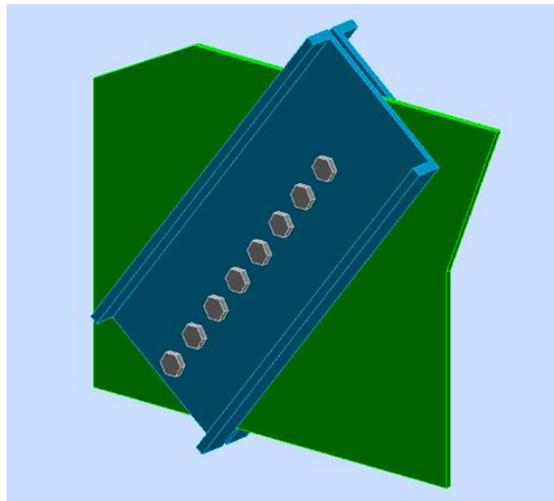
$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2}) \rightarrow 4,69 < 36,50 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \rightarrow 2.28 < 2 \rightarrow \text{vérifié}$$

**VIII.4.4. Assemblage des éléments de contreventement en V:**

**VIII.4.4.1. Contreventement en V avec poteau :**

L’assemblage se fait par des boulons. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau HEA 500, avec une barre composée de 2 UPN 80



**Figure VIII.5 :** Assemblage Contreventement en V avec poteau. (gousset)

Les efforts sollicitant de l’assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q +Ey

$$N = 696,18 \text{ KN}$$

**VIII.4.4.1.1. Géométrie :**

**a. Barre 2 UPN 280**

- Géométrie :

$\alpha$ (Deg)	$h$ (mm)	$b_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	$r$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )
52,1	280	95	10	15	15	53,40

**Tableau VIII.15 :** Les caractéristiques de cornière 2L (120x15)

- Matériau : Acier E24  $\rightarrow \sigma_c=235$  MPa ;  $f_u = 365$  MPa

**b. Gousset :**

- Géométrie :

$l_p$ (mm)	$h_p$ (mm)	$t_p$ (mm)
700	600	10

- Matériau : Acier E24  $\rightarrow \sigma = 235$  MPa

**a. Boulons :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

classe	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{yb}$ (MPa)	$f_{ub}$ (MPa)	n	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$e_c$ (mm)
HR8,8	20	22	2,45	3,14	64	90	8	40	140	0

Tableau VIII.16 : Les caractéristiques des boulons

**b. Soudures d'angle du gousset : b = 10mm**

**VIII.4.4.1.2. Vérification de Platine :**

**a. Section gousset :**

$N4 < N_{res} \rightarrow |233.86| < 790.62 \rightarrow$  vérifié

**b. Attache gousset :**

$T2 < N_{res} \rightarrow |199.63| < 1162.95 \rightarrow$  vérifié

$T3 < N_{res} \rightarrow |121.81| < 1162.95 \rightarrow$  vérifié

**VIII.4.4.1.3. Vérification des barres :**

$T4 = 329.87$  KN ;  $M4 = 1084.92$  KN

$|N4| < \min(T4 ; M4) \rightarrow |233.86| < 329.87 \rightarrow$  vérifié

**VIII.4.4.2. Contreventement en v avec poutre secondaire (sablière)**

L'assemblage est fait a l'aide d'un gousset qui assemble les deux barre de 2 UPN 80 et la sablière avec un file de 6 boulons HR de diamètre 16 et de classe 4.8.

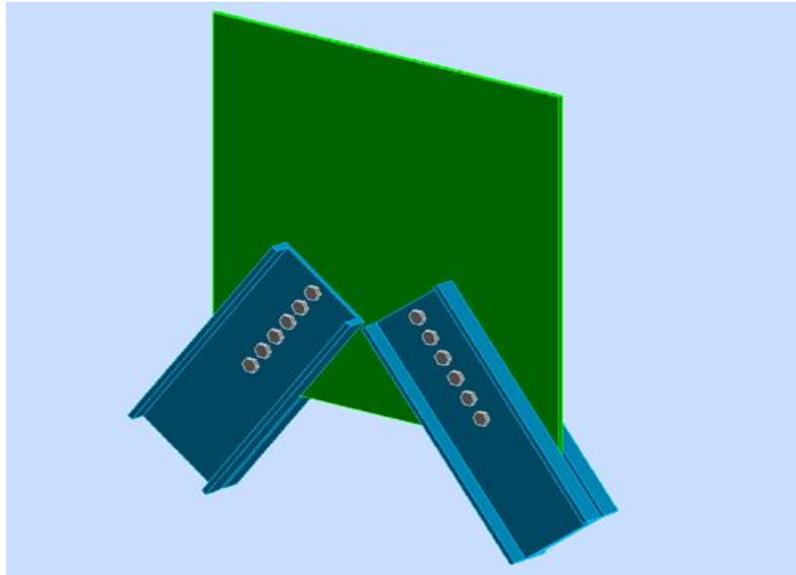


Figure VIII.6. : Assemblage Contreventement en v avec poutre secondaire

**VIII.4.4.2.1. Géométrie :**

**a. Barre 2 UPN 280**

- Géométrie :

$\alpha$ (Deg)	$h$ (mm)	$b_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	$r$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )
52,1	280	95	10	15	15	53,40

Tableau VIII.17 : Les caractéristiques de cornière 2L (120x15)

- Matériau : Acier E24  $\rightarrow \sigma_c=235$  MPa ;  $f_u = 365$  MPa

**b. Gousset :**

- Géométrie :

$l_p$ (mm)	$h_p$ (mm)	$t_p$ (mm)
700	600	10

- Matériau : Acier E24  $\rightarrow \sigma = 235$  MPa

**a. Boulons :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

classe	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$f_{yb}$ (MPa)	$f_{ub}$ (MPa)	n	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$e_c$ (mm)
HR4,8	16	18	1.57	2.01	280	400	3	40	140	0

Tableau VIII.18 : Les caractéristiques des boulons

b. Soudures d'angle du gousset :  $b = 5 \text{ mm}$

**VIII.4.4.2. Vérification de Platine:**

a. Section gousset :

$$N4 < N_{res} \rightarrow |233.86| < 790.62 \rightarrow \text{vérifié}$$

b. Attache gousset :

$$T2 < N_{res} \rightarrow |199.63| < 1162.95 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$T3 < N_{res} \rightarrow |121.81| < 1162.95 \rightarrow \text{vérifié}$$

**VIII.4.4.2.3. Vérification des barres:**

$$|0.5 \cdot N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd} \quad | -1986,47 | < 34728,89 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

**VIII.4.5. Calcul des pieds de poteau :**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastré à leur base.

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

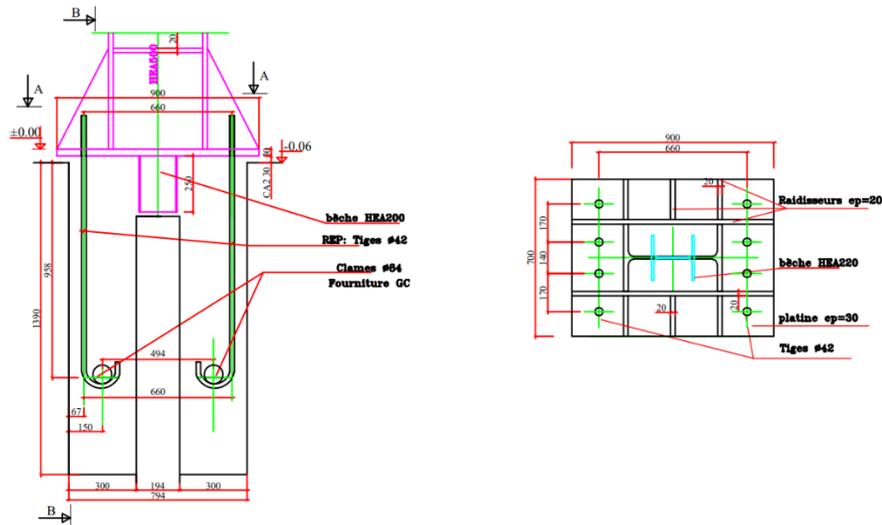


Figure VIII.7 : pied de poteau

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1.35 G + 1.5Q

L'effort normal  $N = 219,55 \text{ KN}$

L'effort tranchant :  $T = 243,46 \text{ KN}$

Moment fléchissant :  $M = -176,32 \text{ KN.m}$

**VIII.4.5.1. Géométrie :**

**a. Poteau HEA 500 :**

- Géométrie :

$\alpha$ (Deg)	$h_c$ (mm)	$b_{fc}$ (mm)	$t_{wc}$ (mm)	$t_{fc}$ (mm)	$r_c$ (mm)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{yc}$ (cm <sup>4</sup> )
0	490	300	12	23	27	197,54	86974,80

Tableau VIII.19 : Les caractéristiques de profile HEA 300

- Matériau: Acier E24  $\rightarrow f_{yc} = 235 \text{ MPa}$

**b. Plaque principale du pied de poteau :**

$l_{pd}$ (mm)	$b_{pd}$ (mm)	$t_{pd}$ (mm)
900	700	30

- Matériau: Acier E24  $\rightarrow \sigma_c = 235 \text{ MPa}$

**c. Ancrage :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe	d (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$n_H$	$n_V$	Ecartement $e_{Hi}$ (mm)	Entraxe $e_{Vi}$ (mm)
HR 4,6	42			2	4	660	140 ; 180

Tableau VIII.20 : Les caractéristiques des boulons

➤ **Dimensions des tiges d'ancrage :**

$L_1$ (mm)	$L_2$ (mm)	$L_3$ (mm)	$L_4$ (mm)
60	1000	120	100

➤ **Platine :**

$l_{wd}$ (mm)	$b_{wd}$ (mm)	$t_{wd}$ (mm)
60	60	10

**d. Raidisseur :**

$l_s$ (mm)	$h_s$ (mm)	$t_s$ (mm)
900	440	20

**e. Semelle isolée :**

<b>L</b> (mm)	<b>B</b> (mm)	<b>H</b> (mm)
3000	3000	1800

- Matériau: Béton de classe C25/30  $\rightarrow \sigma_{bc}=14.17$  MPa

**f. Soudures d'angle :**

Plaque principale du pied de poteau $a_p$ (mm)	Raidisseurs $a_s$ (mm)
10	10

**VIII.4.5.2. Vérification du béton :**

**a. la pression diamétrale :**

$P_m \leq K \times \sigma_{bc} \rightarrow 7.91 < 14.7 \rightarrow$  vérifié

**b. Résistance un effort incliné sur le plan du joint :**

$|T_z| \leq (\sigma_e \times A_b) 1.54 \times 0.3 \times N \rightarrow |-3.57| < 54.98 \rightarrow$  vérifié

$|T_y| \leq (\sigma_e \times A_b) 1.54 \times 0.3 \times N \rightarrow |0.01| < 54.98 \rightarrow$  vérifié

**VIII.4.5.3. Vérification de raidisseur :**

**a. Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau**

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,12 < 1,00$  vérifié (0,12)

**b. Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,12 < 1,00$  vérifié (0,12)

**c. Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau**

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,08 < 1,00$  vérifié (0,08)

**VIII.4.5.4. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise**

$\sigma_{\perp} / (0.9 \times f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,03 < 1,00$  vérifié (0,03)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \times \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,05 < 1,00$  vérifié (0,05)

$\sqrt{(\sigma_{\perp 2} + 3.0 (\tau_{\zeta II 2} + \tau_{\perp 2}))} / (\phi_U / (\beta_{\Omega} \times \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,05 < 1,00$  vérifié (0,05)

**VIII.4.5.5. Soudures verticales des raidisseurs**

**Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

**VIII.4.5.6. Soudures horizontales des raidisseurs**

**Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$$\max (\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

## **CHAPITRE VIII**

# Etude de l'infrastructure

## IX. ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

### IX.1. Rôle et définition :

Les fondations sont des éléments de structure qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts provenant de la superstructure et recevoir les actions ascendantes du sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le calcul des fondations se base sur plusieurs critères, citons la superstructure et ces charges et les caractéristiques du sol.

### IX.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

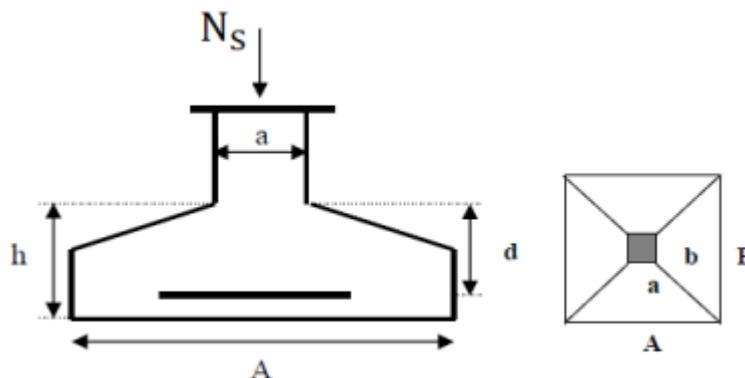
- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmise au sol

⇒ Nous proposons Une Semelle isolée pour les poteaux de rive et une semelle filante pour les poteaux intermédiaire

⇒ Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol  $\sigma_{sol}$  est égale à 3,5 bars.

#### IX.2.1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.



**Figure IX.1** : Section d'une semelle isolée

On à prendre en compte le poids propre de la semelle

$P_p = 6\% N_s$  (le poids propre approximatif de la semelle)

$N_s = 1145,62 \text{ KN}$  (La plus grande valeur de charge apportée par le poteau)

$$\sigma_{sol} = 3,5 \text{ bars} = 350 \text{ KN/m}^2$$

$$S \geq N/\sigma_{sol} = 1145,62/350 = 3,27 \text{ m}^2$$

$$A=B=\sqrt{S}=1,80 \text{ m}$$

• **Condition de rigidité :**

$$d \geq \frac{A-a}{4} \rightarrow d \geq \frac{180-60}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 = 35 \text{ cm}$$

• **Calcul des armatures par la méthode des bielles :**

$$\text{On a une semelle carrée} \Rightarrow A_{sa} = A_{sb} = \frac{N_s \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

On a : Pour une fissuration préjudiciable  $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_t \right\}$  MPa

$$A_{sa} = A_{sb} = \frac{1145,62 \cdot 10^3 \cdot (1800 - 600)}{8 \cdot 300 \cdot 201} = 2849,80 \text{ mm}^2 = 28,49 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA16 de section  $A_{sa} = 16,08 \text{ cm}^2$  avec un espacement moyen de 17 cm

• **Hauteur des patins (débords) :**

$$h_p = 6\phi + 6 \text{ cm} = 6 \times 1,2 + 6 = 13,2 \text{ cm}$$

Soit  $h_p = 20 \text{ cm}$

• **Schéma de ferrailage :**

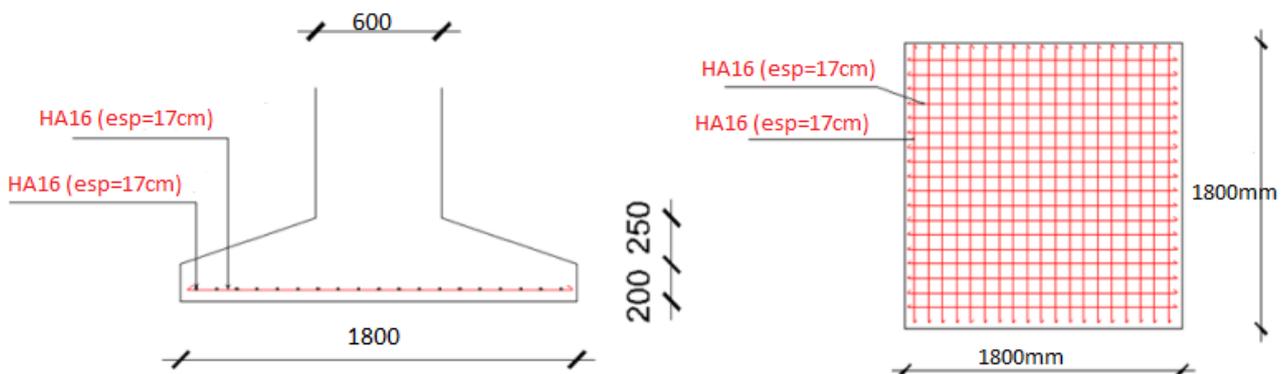


Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle isolée

**IX.2.2. Etude de la longrine :**

**IX.2.2.1. Introduction :**

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Site de catégorie S2, S3.

$(30 \times 30) \text{ cm}^2$  Site de catégorie S4.

$\Rightarrow$  Donc on va adopter une longrine de  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20\text{KN}$$

$N=560,16\text{KN}$  (effort normal maximal du poteau)

$\alpha$ : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

**Zone II ; site 3  $\Rightarrow \alpha = 12$ .**

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{560,16}{12} = 46,68\text{KN} > 20\text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

**IX.2.2.2. Calcul du ferrailage :**

$$A_s = = \frac{560,16 \cdot 10^3}{201} = 2,78\text{cm}^2$$

• **Le R.P.A 99 V2003 exige que :**

$$A_{smin} = 0.6\%(b \times h) = \frac{0,6}{100} * (25 * 30) = 4,5\text{cm}^2$$

On à :

$$A_s = 2,78\text{cm}^2 < A_{smin} = 4,5\text{cm}^2 \text{ D'où le ferrailage choisit : } 4\text{HA}10 \text{ pour } A_s = 3,14\text{cm}^2$$

- Schéma de ferrailage :

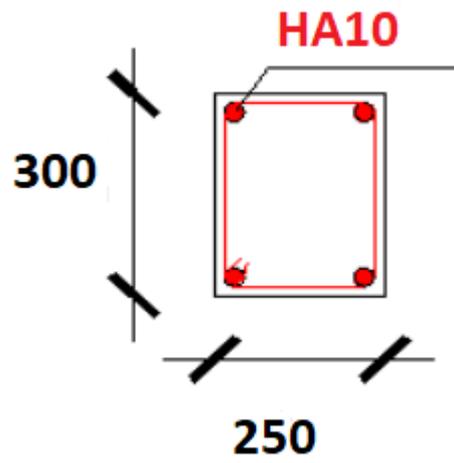


Figure IX.3 : Ferrailage de la longrine

### Conclusion

générale Notre travail s'inscrit dans le contexte de l'étude de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développer les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce chercheurs dans le domaine du génie civil. La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères telles que les charges permanentes et surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant les logiciels de calcul « Robot ». Enfin, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents types des sollicitations et actions notamment le séisme après un assemblage correcte qui assure une rigidité suffisante vis-à-vis de l'effet sismique.

BILBIOGRAPHIE

- [1] Règlement neige et vent, « RNV99 » (D.T.R C 2-4.7) MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)
- [2] Charges et surcharges, (DTR BC2.2) MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)
- [3] Règle de conception et de calcul des structures en acier, « EUROCODE 3 »MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)
- [4] Règle de conception et de calcul des structures en acier-béton, « EUROCODE 4 »MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)
- [5] Conception et dimensionnement des structures mixtes acier – béton Document technique réglementaire, (D.T.R-B.C.2-4.10)
- [6] Règle parasismiques Algériennes, « RPA 99 version 2003 » MINISTRE DE L'HABITAT ET DE L'UBRANISME, (Algérie)
- [7] Cours charpente métallique, Mr.BENDJABALLAH
- [8] Cours charpente métallique, (Master 1), Mr.FELLAH
- [9] Etude d'un bâtiment en charpente métallique à usage administratif (R.D.C + 4) à TIGHENNIF