



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**Faculté de Génie Civil et Architecture**

**Département de Génie Civil**

### **MÉMOIRE DE MASTER**

**Présenté par**

**ALLOUI Asma et SAHNOUNE Nadjet**

**DOMAINE : Sciences et Technologies**

**FILIERE : Génie Civil**

**OPTION : Structure**

### **Thème**

**Etude d'un bâtiment administratif R+4 en  
charpente métallique**

#### **Jury de soutenance :**

| <b>Nom et Prénom</b> | <b>Grade</b> | <b>Qualité</b> |
|----------------------|--------------|----------------|
| Mr. Benguit Amar     | MAA          | Président      |
| Mme. Kouidri Zohra   | MAA          | Examinatrice   |
| Mr. Amara Salah      | MCA          | Rapporteur     |
| Mr. Marah Ahmed      | MCA          | Co-Rapporteur  |

**PROMOTION 2019,2020**

## ***Remerciements***

*Nous remercions avant tout Dieu pour nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur Mr. AMARA. Salah pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous a apporté afin de mener à bien ce travail dans les délais requis.*

*Nous remercions les membres de jury pour le temps consacré à examiner notre mémoire en 'espérant, qu'ils seront satisfaits de notre travail.*

*A tous mes professeurs chacun en son nom, nous vous remercions du fond du cœur pour votre dévouement et pour vos conseils. Sans vous, nous ne serons jamais arrivés là où on est aujourd'hui devant vous en présentant le projet qui va nous conduire vers une nouvelle étape de notre vie et qui constituera tout notre avenir.*

*A toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

*Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.*

## ***DEDICACES***

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents, pour leur amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que Dieu me les garde*

*A mes chères frères TAHER, ISMAIL, ISSAM et le petit IMAD.*

*A mes chères sœurs et leurs maries respectifs ainsi qu'à leurs enfants.*

*A mes chères belles sœurs*

*A tout ma famille*

*A mon binôme NADJET avec lequel j'ai partagé les haines et joies tout au long de mon cursus.*

*Mes collègues et mes meilleurs amis : SARAH, ANÇAR.*

*Toute la promotion 2020.*

*Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.*

*A notre encadreur et a tous les enseignants et le personnel de l'université de Laghouat.*

*Asma*

## ***DEDICACES***

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents, pour leur amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que Dieu me les garde*

*A mon fiancé MOHAMED SAID et sa famille.*

*Mes chers frères YACINE et TAREK et son épouse FATIMA et ma petite sœur NARIMANE pour le soutien morale.*

*Toute ma famille.*

*A mon binôme ASMA avec lequel j'ai partagé les haines et joies tout au long de mon cursus.*

*Mes collègues et ma meilleure amie : ROUFIDA.*

*Toute la promotion 2020.*

*Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.*

*A notre encadreur et a tous les enseignants et le personnel de l'université de Laghouat.*

**NADJET**

## Résumé

Ce travail de fin d'études consiste à étudier un bâtiment administratif (R+4) en charpente métallique selon l'Eurocode3. L'ouvrage est situé à Hassi R'mel (Laghouat).

Ce projet est réalisé en plusieurs étapes. La première consiste en une présentation de l'ouvrage suivie d'une étude au vent selon la norme RNV99. Le calcul et le dimensionnement des éléments secondaires tels que l'acrotère et les escaliers en été effectués dans l'étape suivante. Ensuite, la modélisation de la structure et le dimensionnement des éléments porteurs ainsi que les contreventements ont été conduits en utilisant le logiciel de calcul des structures "Robot Structural Analysis". Dans cette étape, le plancher mixte (collaborant) qui se compose d'une tôle nervurée en plus des connecteurs et d'une dalle de compression en béton armé, a été étudié. Enfin le travail s'achève par le calcul et le dimensionnement des assemblages, le calcul des encastres en pieds des poteaux ainsi que le calcul des fondations selon le règlement BAEL91.

**Mots clés :** Charpente métallique, RNV99, plancher mixte, Assemblages, Eurocode3.

## Abstract

This work consists of studying an administrative (R+4) steel building according to Eurocode3. The structure is located in Hassi R'mel (Laghouat).

This project is carried out in several stages. The first one consists of a presentation of the work followed by a wind study according to the RNV99 standard. The design and sizing of secondary elements such as the acroter and the stairs are done in the next step. Then, the structural modeling and dimensioning of the load-bearing members (main beams and columns) as well as the bracing were carried out using the structural design software "Robot Structural Analysis". In this step, the composite (collaborating) floor, which consists of a ribbed sheet in addition to the connectors and a reinforced concrete compression slab, was studied. Finally, the work ends with the calculation and sizing of the connections and the built-in column bases as well as the calculation of the foundations according to the BAEL91 regulation.

**Keywords:** Steel framework, RNV99, composite floor, connections, Eurocode3.

## ملخص

هذا المشروع يهدف لدراسة مبنى بهيكل حديدي للاستخدام الاداري، يتواجد في حاسي الرمل ولاية الاغواط، يتكون من طابق سفلي وأربعة طوابق

تم تطوير هذا المشروع بإتباع عدة خطوات، بدأنا بعرض الهيكل ثم أجرينا تقييما للحمولة لغرض التصميم الأولي للهيكل، بعد ذلك قمنا بدراسة البلاطات للمبنى.

وأخيرا درسنا كيفية التجميع والربط بين مختلف العناصر الضرورية مع دراسة للأساسات.

**الكلمات المفتاحية:** هيكل حديدي، حساب أحمال الثلوج والرياح، تجميع.

## 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>i</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<sub>u</sub> : effort normal pondéré (kN).  
N<sub>Rd</sub> : effort normal résistant (kN).  
N<sub>pl</sub>: effort normal de plastification (kN).  
V<sub>sd</sub> : effort tranchant sollicitant (kN).  
V<sub>pl</sub>: effort tranchant de plastification (kN).  
f : flèche d'une poutre (mm).  
f<sub>adm</sub>: Flèche admissible (mm).  
f<sub>y</sub> : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).  
f<sub>u</sub> : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).  
f<sub>ub</sub> : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).  
ε : allongement relatif (déformation %).  
ε<sub>y</sub>: déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).  
f<sub>yb</sub>: résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).  
σ : contrainte normale (MPa).  
τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

### Caractéristiques géométriques

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

$A_{\text{net}}$ : section nette d'une pièce ( $\text{m}^2$ ).  
 $A_v$ : aire de cisaillement ( $\text{m}^2$ ).  
 $I_y$ : moment d'inertie de flexion maximal ( $\text{m}^4$ ).  
 $a$ : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).  
 $b$ : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).  
 $b_{\text{eff}}$ : 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).  
 $A_c$ : section d'armature de béton ( $\text{m}^2$ ).  
 $L$ : longueur, ou portée d'une poutre (m).  
 $L_{\text{cr}}$ : 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 ( $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ ).  
 $\lambda$ : élancement de l'élément.  
 $\lambda_k$ : élancement eulérien.  
 $\bar{\lambda}$ : élancement réduit.  
 $\bar{\lambda}_{LT}$ : élancement de déversement.  
 $\mu$ : coefficient de frottement entre deux pièces en contact.  
 $\chi$ : coefficient de réduction de flambement.  
 $\chi_{LT}$ : coefficient de réduction de déversement.  
 $\gamma$ : coefficient partiel de sécurité.  
 Indice (sd): sollicitation de calcul.  
 Indice (Rd): résistance de calcul.

## Table des matières

|                                                       |      |
|-------------------------------------------------------|------|
| <i>DEDICACES</i> .....                                | III  |
| <i>DEDICACES</i> .....                                | IV   |
| Notations Générales .....                             | VI   |
| Table des matières .....                              | VIII |
| Liste des figures .....                               | XIV  |
| Liste des tableaux.....                               | XVII |
| Introduction Générale.....                            | 1    |
| Chapitre I : Présentation du Projet .....             | 4    |
| I.1.Introduction.....                                 | 5    |
| I.2. Présentation de projet .....                     | 5    |
| I.2.1. Données géométriques du projet .....           | 5    |
| I.2.2. Eléments de l'ouvrage.....                     | 5    |
| I.2.3. Assemblages.....                               | 7    |
| I.3. Matériaux utilisés.....                          | 7    |
| I. 3.1. L'acier .....                                 | 7    |
| I.3.2. Béton .....                                    | 7    |
| I.4. Règlements techniques.....                       | 8    |
| I.5. Actions et combinaisons d'actions .....          | 8    |
| I.5.1. Les actions.....                               | 8    |
| I.5.2. Combinaisons d'actions [2] .....               | 8    |
| I.5.2.1. Situations durables .....                    | 8    |
| I.5.2.2. Situations accidentelles [1] .....           | 9    |
| I.6. Présentation de l'ouvrage .....                  | 9    |
| Chapitre II : Etude Climatique.....                   | 10   |
| II.1. Action de la Neige .....                        | 11   |
| II.2. Introduction .....                              | 11   |
| II.3. Action du vent.....                             | 12   |
| II.3.1. Introduction.....                             | 12   |
| II.3.2. Principes généraux .....                      | 12   |
| II.3.2.1. Modélisation de l'action du vent.....       | 12   |
| II.3.3. Coefficients de calcul .....                  | 13   |
| II.3.3.1. Calcul du coefficient dynamique $C_d$ ..... | 13   |
| II.3.3.2. Effet de la région.....                     | 14   |
| II.3.3.3. Effet de site .....                         | 14   |



|                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| II.3.4. Calcul de la pression dynamique.....                                      | 15 |
| II.3.5. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens $V_1$ ) .....           | 16 |
| II.3.5.1. Coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ ) .....                   | 16 |
| II.3.5.2. Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ ) .....                   | 19 |
| II.3.5.3. Calcul de la pression statique.....                                     | 19 |
| II.3.5.4. Force de frottement .....                                               | 22 |
| II.3.5.5. Force résultante .....                                                  | 22 |
| II.3.5.6. Excentricité de la force globale horizontale :.....                     | 24 |
| II.3.6. Vent parallèle à la façade principale (sens $V_2$ ) :.....                | 25 |
| II.3.6.1. Coefficient de pression extérieur ( $C_{pe}$ ) .....                    | 25 |
| II.3.6.2. Coefficient de pression intérieur ( $C_{pi}$ ) pour le sens $V_2$ ..... | 27 |
| II.3.6.3. Calcul de la pression statique.....                                     | 27 |
| II.3.6.4. Force de frottement.....                                                | 30 |
| II.3.6.5. Force résultante .....                                                  | 31 |
| II.3.6.6. Excentricité de la force globale horizontale .....                      | 32 |
| Chapitre III : Etude des Éléments Secondaires.....                                | 33 |
| III.1. Calcul de L'acrotère :.....                                                | 34 |
| III.1.1 Evaluation des charges :.....                                             | 34 |
| III.1.2. Evaluation des sollicitations :.....                                     | 35 |
| III.1.3. Ferrailage de l'acrotère [6] : .....                                     | 36 |
| III.1.3.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU :.....                                | 37 |
| III.1.3.2. Calcul à l'ELU : .....                                                 | 38 |
| III.1.3.3. Vérification au cisaillement : .....                                   | 39 |
| III.1.3.4. Vérification de l'adhérence :.....                                     | 39 |
| III.1.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS :.....                            | 40 |
| III.2. Calcul des escaliers.....                                                  | 42 |
| III.2.1. Définition :.....                                                        | 42 |
| III.2.2. Choix des dimensions : .....                                             | 42 |
| III.2.3. Calcul du nombre de marches et de contre marches :.....                  | 43 |
| III.2.4. Etude des marches : .....                                                | 43 |
| III.2.4.1. Evaluation des charges :.....                                          | 43 |
| III.2.4.2. Pré dimensionnement des cornières : .....                              | 44 |
| III.2.4.3. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière.....      | 44 |
| III.2.5. Etude des limons : .....                                                 | 46 |
| III.2.5.1. Evaluation des charges .....                                           | 47 |

|                                                                             |    |
|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| III.2.5.2. Pré dimensionnement de limon.....                                | 47 |
| III.2.5.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé : ..... | 47 |
| III.2.6. Etude du palier de repos .....                                     | 48 |
| III.2.6.1. Evaluation des charges .....                                     | 48 |
| III.2.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :.....                  | 48 |
| III.2.6.3. Vérification en tenant compte le poids du profilé .....          | 49 |
| III.2.6.4. Pré dimensionnement de la console : .....                        | 50 |
| III.2.6.5. Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....        | 51 |
| Chapitre IV : Dimensionnement des Éléments Structuraux .....                | 52 |
| IV.1. Introduction.....                                                     | 53 |
| IV.2. Classification des sections : .....                                   | 53 |
| IV.3. Principes de calcul : .....                                           | 53 |
| IV.3.5. Valeurs limites des flèches : .....                                 | 54 |
| IV.4. Charges et surcharges .....                                           | 54 |
| IV.4.2. Etage courant .....                                                 | 54 |
| IV.4.3. Cloisons extérieures .....                                          | 55 |
| IV.5. Prédimensionnement des solives .....                                  | 55 |
| IV.5.1. Charges et surcharges .....                                         | 55 |
| IV.5.2. Dimensionnement du profilé .....                                    | 56 |
| IV.5.3. Classification de la section .....                                  | 56 |
| IV.5.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé .....      | 57 |
| IV.6. Prédimensionnement des poutres secondaires .....                      | 58 |
| IV.6.1. Plancher terrasse .....                                             | 58 |
| IV.6.1.1. Dimensionnement du profilé.....                                   | 58 |
| IV.6.1.2 Classification de la section.....                                  | 59 |
| IV.6.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé.....     | 59 |
| IV.6.2. Etage courant .....                                                 | 60 |
| IV.6.2.1. Dimensionnement du profilé.....                                   | 60 |
| IV.6.2.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé.....     | 60 |
| IV.7. Prédimensionnement des poutres principales (sans connexion) .....     | 61 |
| IV.7.1. Plancher terrasse .....                                             | 61 |
| IV.7.1.1. Dimensionnement du profil.....                                    | 62 |
| IV.7.1.2. Classification de la section .....                                | 62 |
| IV.7.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé .....    | 63 |
| IV.7.2. Plancher étage courant .....                                        | 64 |

|                                                                           |    |
|---------------------------------------------------------------------------|----|
| IV.7.2.1. Dimensionnement du profil.....                                  | 64 |
| IV.7.2.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé.....   | 64 |
| IV.8. Dimensionnement des poteaux .....                                   | 65 |
| Chapitre V : Etude du Plancher Mixte (Acier, Béton) .....                 | 66 |
| V.1.introduction.....                                                     | 67 |
| V.2.Dispositions constructives selon l'EC04 [7] .....                     | 68 |
| V.3. Vérification des solives « IPE 160 » au stade définitif .....        | 68 |
| V.3.1. Evaluation des charges sur la solive .....                         | 68 |
| V.3.1.1. Largeur de la dalle participante ( <i>b<sub>eff</sub></i> )..... | 69 |
| V.3.1.2. Calcul de la section mixte .....                                 | 70 |
| V.3.1.3. Contrainte additionnelle dues au retrait du béton.....           | 72 |
| V.3.1.4. Position de l'axe neutre plastique.....                          | 74 |
| V.3.1.5. Vérification de la résistance .....                              | 75 |
| V.3.1.6. Vérification au cisaillement.....                                | 75 |
| V.3.1.7. Vérification au déversement .....                                | 75 |
| V.4 Dimensionnement des connecteurs .....                                 | 75 |
| V.4.1. Choix des connecteurs.....                                         | 76 |
| V.4.2. Résistance des connecteurs au cisaillement .....                   | 76 |
| V.4.3. Dimensionnement de la connexion de la poutre.....                  | 77 |
| V.4.3.1. Vérification de la soudure du goujon.....                        | 78 |
| V.5. Ferrailage de la dalle du plancher.....                              | 78 |
| V.5.1. Combinaison d'action .....                                         | 78 |
| V.5.2. Calcul des armatures .....                                         | 79 |
| V.5.3. Vérification de la dalle .....                                     | 80 |
| Conclusion.....                                                           | 82 |
| Chapitre VI : Vérification de l'Ossature.....                             | 83 |
| VI.1. Introduction.....                                                   | 84 |
| VI.2. Vérification de la poutre principale IPE 360.....                   | 85 |
| VI.2.1. Vérification à la résistance .....                                | 85 |
| VI.3. Vérification de la poutre secondaire IPE180 .....                   | 86 |
| VI.3.1. Vérification à la résistance .....                                | 86 |
| VI.4. Vérification des poteaux.....                                       | 86 |
| VI.4.1. Poteau central HEB360 du RDC.....                                 | 87 |
| VI.4.1.1. Vérification à la résistance .....                              | 87 |
| VI.4.1.2.Vérification de la stabilité .....                               | 88 |

|                                                                                         |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| VI.4.1.2.1. Vérification au flambement .....                                            | 88  |
| VI.4.2. Poteau de rive (5 <sup>ème</sup> niveau HEB 360) .....                          | 92  |
| VI.4.2.1. Vérification à la résistance .....                                            | 92  |
| VI.4.2.2. Vérification à la stabilité .....                                             | 94  |
| VI.4.2.2.1. Vérification au flambement .....                                            | 94  |
| VI.5. Systèmes de contreventements .....                                                | 96  |
| VI.6. Vérification des systèmes de contreventement .....                                | 96  |
| VI.6.1. Palées triangulées en croix de Saint-André .....                                | 97  |
| VI.6.1.1. Vérification sous l'effort de traction .....                                  | 97  |
| VI.6.1.2. Vérification sous l'effort de compression .....                               | 98  |
| Chapitre VII : Etude d'assemblage .....                                                 | 100 |
| VII.1. Introduction.....                                                                | 101 |
| VII.2. Assemblage Poutre principale IPE360 - Solive IPE160 .....                        | 101 |
| VII.2.1. Dimensionnement des boulons .....                                              | 102 |
| VII.2.2. Vérifications nécessaires .....                                                | 103 |
| VII.3. Assemblage Poteau HEB 360- Poutre IPE180:(articulé) .....                        | 105 |
| VII.3.1. Dimensionnement des boulons .....                                              | 106 |
| VII.3.2. Vérifications nécessaires .....                                                | 107 |
| VII.4. Assemblage Poteau HEB360 – Poutre IPE360 :(Rigide) .....                         | 108 |
| VII.4.1. Assemblage poteau-platine .....                                                | 108 |
| VII.4.1.1. Détermination des efforts dans les boulons.....                              | 109 |
| VII.4.1.2. Dimensionnement des boulons .....                                            | 109 |
| VII.4.1.3. Vérifications nécessaires .....                                              | 109 |
| VII.4.2. Assemblage platine – poutre.....                                               | 110 |
| VII.4.2.1. Calcul des gorges de soudure .....                                           | 110 |
| VII.4.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons .....                    | 111 |
| VII.4.2.3. Vérification .....                                                           | 111 |
| VII.5. Assemblage poteau-poteau (HEB360-HEB360) .....                                   | 111 |
| VII.5.1. Assemblage des semelles par couvre joint .....                                 | 113 |
| VII.5.2. Assemblage des âmes par couvre joint.....                                      | 113 |
| VII.6. Assemblage des éléments de contreventements.....                                 | 114 |
| VII.6.1. Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique .....           | 114 |
| VII.6.1.1. Assemblage gousset-nœud du portique .....                                    | 114 |
| VII.6.1.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique ..... | 115 |

|                                                             |     |
|-------------------------------------------------------------|-----|
| VII.7. Calcul des pieds de poteau .....                     | 117 |
| VII.7.1. Introduction .....                                 | 117 |
| VII.7.2. Dimensionnement de la platine .....                | 117 |
| VII.7.3. Dimensionnement des tiges d'ancrages .....         | 118 |
| VII.7.4. Vérification des contraintes .....                 | 120 |
| VII.7.5. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine ..... | 123 |
| Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure .....             | 124 |
| VIII.1. Introduction .....                                  | 125 |
| VIII.2. Détermination des sollicitations .....              | 125 |
| VIII.3. Choix du type de fondation .....                    | 125 |
| VIII.4. Dimensionnement des semelles isolées .....          | 125 |
| VIII.4.1 Les vérifications nécessaires .....                | 127 |
| ➤ Vérification de contrainte du sol .....                   | 128 |
| VIII.5.1. Ancrage des barres .....                          | 129 |
| VIII.6. Calcul des longrines .....                          | 130 |
| VIII.6.1. Prédimensionnement (RPA99) .....                  | 130 |
| VIII.6.2. Ferrailage des longrines .....                    | 130 |
| VIII.7. Ferrailage des futs .....                           | 131 |
| Conclusion Générale .....                                   | 133 |
| Références Bibliographiques .....                           | 135 |

## Liste des figures

|                                                                               |    |
|-------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I.1 : Planchers mixtes à dalle collaborant.....                        | 6  |
| Figure I.2 : Escaliers.....                                                   | 7  |
| Figure I.3 : Vues en 3D de la structure.....                                  | 9  |
| Figure II.1 : Action de la neige.....                                         | 12 |
| Figure II.2 : Les deux directions principales du vent.....                    | 13 |
| Figure II.3 : Vent perpendiculaire à la façade principale.....                | 14 |
| Figure II.4 : Vent parallèle à la façade principale.....                      | 15 |
| Figure II.5 : Répartition des pressions dynamiques ( $N/m^2$ ).....           | 17 |
| Figure II.6 : Zones de pression pour les parois verticales.....               | 18 |
| Figure II.7 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur façades principales.....         | 19 |
| Figure II.8 : Vent sur la terrasse avec l'acrotère.....                       | 19 |
| Figure II.9 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur la terrasse avec l'acrotère..... | 20 |
| Figure II.10 : Force résultante R.....                                        | 24 |
| Figure II.11 : Force résultante .....                                         | 26 |
| Figure II.12 : Excentricité de la force globale.....                          | 27 |
| Figure II.13 : Zone de pression pour les parois verticales .....              | 27 |
| Figure II.14 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur la direction V2.....            | 28 |
| Figure II.15 : Vent sur la terrasse .....                                     | 29 |
| Figure II.16 : Répartition de $C_{pe,10}$ sur la terrasse .....               | 29 |
| Figure II.17 : Force resultante.....                                          | 35 |
| Figure II.18 : Excentricité de la force globale.....                          | 35 |
| Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère .....                                 | 38 |
| Figure III.2 : Sollicitations exerces sur l'acrotère.....                     | 39 |
| Figure III.3 : Coupe A-A de l'acrotère.....                                   | 40 |
| Figure III.4 : Dimensions de la section à ferrailer.....                      | 41 |

|                                                                         |     |
|-------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....                  | 46  |
| Figure III.6 : Vue en Perspective de l'escalier.....                    | 47  |
| Figure III.7 : Eléments de la marche.....                               | 49  |
| Figure III.8 : Schéma statique d'une cornière.....                      | 49  |
| Figure III.9 : Les éléments porteurs de l'escalier.....                 | 51  |
| Figure III.10 : Chargement sur le limon.....                            | 52  |
| Figure III.11 : Schéma statique de la poutre palière.....               | 54  |
| Figure III.12 : Schéma statique de la console.....                      | 56  |
| Figure IV.1 : Schéma d'une trame la plus sollicitée.....                | 63  |
| Figure IV.2 : Schéma statique de la solive.....                         | 63  |
| Figure IV.3 : Schéma statique de la poutre secondaire.....              | 65  |
| Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre principale.....              | 69  |
| Figure V.1 : Schéma de composante du plancher mixte.....                | 76  |
| Figure V.2 : Schéma statique de la solive.....                          | 77  |
| Figure V.3 : Largeur de la dalle participante.....                      | 78  |
| Figure V.4 : Section mixtes (acier, béton) .....                        | 79  |
| Figure V.5 : Diagramme des contraintes dues au retrait.....             | 81  |
| Figure V.6 : Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle..... | 84  |
| Figure V.7 : Connexion acier-béton.....                                 | 85  |
| Figure V.8 : Goujon connecteur.....                                     | 85  |
| Figure VI.1 : Présentation de la structure.....                         | 95  |
| Figure VI.2 : Palées triangulées en croix des profiles 2CAE200*16.....  | 112 |
| Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale.....                 | 118 |
| Figure VII.2 : Disposition des boulons.....                             | 119 |
| Figure VII.3 : Schéma de cisaillement de bloc.....                      | 120 |
| Figure VII.4 : Assemblage par double cornière.....                      | 121 |
| Figure VII.5 : Disposition des boulons.....                             | 122 |
| Figure VII.6 : Assemblage poteau poutre par une platine.....            | 124 |
| Figure VII.8 : Assemblage poteau poutre par une couvre joint.....       | 128 |

|                                                                               |     |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure VII.9 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure..... | 130 |
| Figure VII.10 : Assemblage des diagonales sur gousset.....                    | 131 |
| Figure VII.11 : Disposition géométrique.....                                  | 132 |
| Figure VII.12 : Dimensions de la platine.....                                 | 134 |
| Figure VII.13 : Dimension de la tige d’ancrage.....                           | 135 |
| Figure VII.14 : Dispositions des tiges d’ancrage.....                         | 135 |
| Figure VII.15 : Dispositions des goujons.....                                 | 136 |
| Figure VII.16 : Excentricité de l’effort normal.....                          | 139 |
| Figure VII.17 : Contrainte sous la platine.....                               | 139 |
| Figure VIII.1 : Schéma d’une semelle isolée.....                              | 140 |
| Figure VIII.2 : Ferrailage des semelles.....                                  | 147 |
| Figure VIII.3 : Ferrailage des longrines.....                                 | 149 |
| Figure VIII.4 : Ferrailage des futs.....                                      | 151 |



## Liste des tableaux

|                                                                                                       |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1: Valeurs nominales de résistances des boulons.....                                        | 7  |
| Tableau II.1 : Définition des catégories de terrain.....                                              | 14 |
| Tableau II.2 : Valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux.....                      | 15 |
| Tableau II.3 : Surfaces et $C_{pe,10}$ pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire .. | 17 |
| Tableau II.4 : Coefficients de pression extérieure $C_{pe,10}$ pour la terrasse avec acrotère.....    | 18 |
| Tableau II.5 : Pression sur les parois verticales ( $C_{pi} = 0,8$ ).....                             | 20 |
| Tableau II.6 : Pression sur les parois verticales ( $C_{pi} = -0,5$ ).....                            | 21 |
| Tableau II.7 : Pression sur la terrasse ( $C_{pi} = 0,8$ ).....                                       | 21 |
| Tableau II.8 : Pression sur la terrasse ( $C_{pi} = -0,5$ ).....                                      | 22 |
| Tableau II.9 : Valeurs de la force résultante R.....                                                  | 23 |
| Tableau II.10 : Composantes de la force résultante.....                                               | 24 |
| Tableau II.11 : $C_{pe,10}$ pour les parois verticales.....                                           | 26 |
| Tableau II.12 : $C_{pe,10}$ pour la terrasse.....                                                     | 27 |
| Tableau II.13 : Pression sur les parois verticale ( $C_{pi} = 0,8$ ).....                             | 28 |
| Tableau II.14 : Pression sur les parois verticales ( $C_{pi} = -0,5$ ).....                           | 29 |
| Tableau II.15 : Pression sur La terrasse ( $C_{pi} = 0,8$ ).....                                      | 30 |
| Tableau II.16 : Pression sur La terrasse ( $C_{pi} = -0,5$ ).....                                     | 30 |
| Tableau II.17 : Valeurs de la force résultante R.....                                                 | 31 |
| Tableau II.18 : Composantes de la force résultante.....                                               | 31 |
| Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé L40 × 40 × 4.....                                         | 44 |
| Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l’UAP130.....                                        | 47 |
| Tableau III.3 : caractéristiques du profilé.....                                                      | 49 |
| Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques du profilé IPE160.....                                  | 50 |
| Tableau IV.1 : Valeurs limites des flèches.....                                                       | 54 |
| Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE160.....                                                | 56 |
| Tableau IV.3 : Charges et surcharges d’exploitation pour plancher terrasse.....                       | 58 |
| Tableau IV.4 : Caractéristiques du profilé IPE180.....                                                | 58 |
| Tableau IV.5 : Charges et surcharges d’exploitation.....                                              | 60 |
| Tableau IV.6 : Charges et surcharges pour le plancher terrasse.....                                   | 61 |
| Tableau IV.7: Caractéristiques du profilé.....                                                        | 62 |
| Tableau IV.8 : Charges et surcharges d’exploitation.....                                              | 64 |
| Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé IPE330.....                                                | 64 |

|                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau IV.10 : Les différentes sections adoptées.....                            | 65  |
| Tableau V.1: Valeurs des contraintes de flexion simple (charges extérieures)..... | 72  |
| Tableau V.2: Valeurs des contraintes finales.....                                 | 73  |
| Tableau VI.1 : Sollicitations sur le poteau central (HEB360).....                 | 87  |
| Tableau VI.2: Sollicitations sur le poteau de rive (HEB360).....                  | 92  |
| Tableau VII.1 : Caractéristiques géométriques des profilés IPE360 - IPE160.....   | 102 |
| Tableau VII.2 : Caractéristiques géométriques des profilés HEB360 - IPE180.....   | 106 |
| Tableau VII.3 : Caractéristiques géométriques des profilés HEB360 - IPE360.....   | 108 |
| Tableau VII.4 : Epaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.....        | 114 |
| Tableau VIII.1: Sollicitations et dimensions des semelles .....                   | 127 |
| Tableau VIII.2: Sollicitations des semelles.....                                  | 130 |

# **Introduction**

## **Générale**

L'utilisation du métal a commencé dans le Génie Civil et l'Architecture à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle, L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques.

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager de grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. C'est le cas de certains bâtiments du tertiaire (halles, hypermarchés, gymnases, salles polyvalentes...) où le choix d'une ossature métallique permet de fermer des surfaces importantes en limitant la présence de porteurs verticaux.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) les charges transmises au sol sont considérées allégées et associées à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau ...). La réalisation des constructions métalliques est rapide car elle est réalisée par un assemblage de poutres métalliques qui sont, soit des profilés marchands soit des profilés reconstitués soudés PRS.

Les produits sidérurgiques sont généralement obtenus par laminage à chaud ou à froid d'aciers doux (pour les structures porteuses) afin que leur rupture éventuelle se fasse après une importante déformation et non pas brutalement. Et de ce fait le cout de réalisation est très compétitif.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage en ossature métallique. Cet ouvrage est un bâtiment en R+4 à usage Administratif, implanté à HASSI R'MEL.

L'objectif principal de notre mémoire sera d'assimiler et de compléter les informations déjà acquises durant notre cursus, ensuite viendra le second but qui est celui de réaliser et de présenter un travail clair, organisé et satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en Génie civil.

Notre projet est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre consiste en la présentation complète du projet, la définition des différents éléments et le choix des règlements et matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre qui est consacré à l'étude climatique (Neige et Vent).
- Le calcul des éléments secondaires (l'acrotère et l'escaliers).

- Le quatrième chapitre présente le dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, solives).
- Le cinquième chapitre présente l'étude des planchers mixtes.
- Le système des contreventements d'assurer la stabilité de la structure.
- L'étude des assemblages des différents éléments de la structure.
- L'étude des fondations, le travail a été achevé par une Conclusion Général.

# Chapitre I : Présentation du Projet

### I.1.Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

### I.2. Présentation de projet

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage Administratif, implanté à HASSIR'MEL.

La structure se compose d'un rez-de-chaussée et quatre (4) étages.

- Données climatiques : zone C pour la neige, zone III pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique : zone I (faible Sismicité selon le RPA99 V2003).
- Catégorie I : bâtiment à usage Administratif (selon le RNV99).

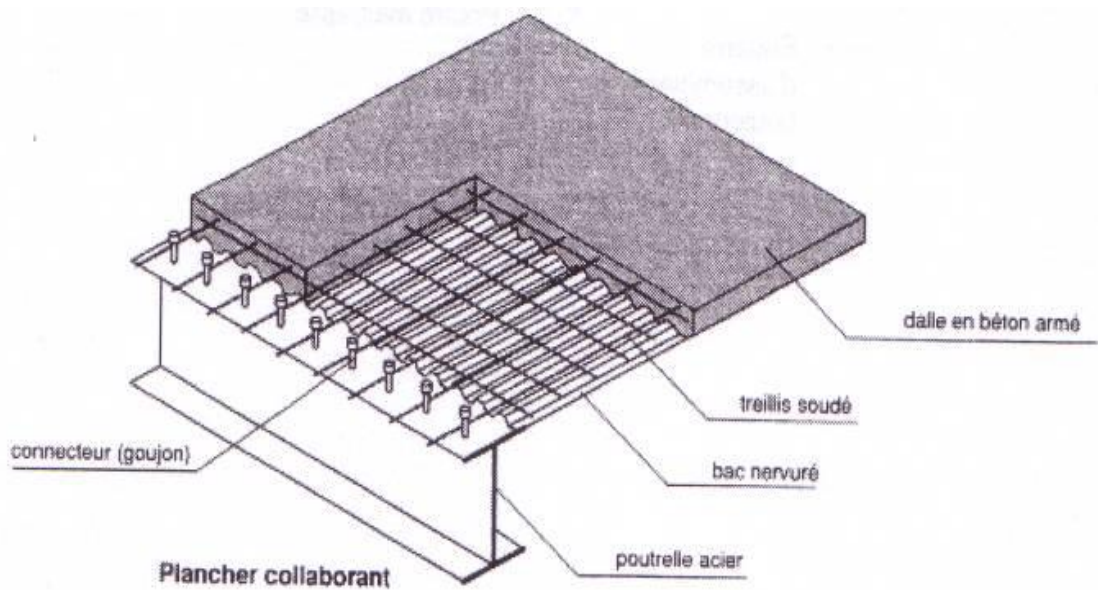
#### I.2.1. Données géométriques du projet

- Longueur totale du bâtiment: 24 m.
- Largeur totale du bâtiment : 12 m.
- Hauteur de chaque niveau : 3,4m.
- Hauteur totale:17.00m

#### I.2.2. Eléments de l'ouvrage

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'élément structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEB, poutres en IPE et contreventé par des palées triangulées.
- **Plancher** : Concernant les planchers courants, on va choisir des planchers mixtes à dalle collaborant. Sa composition est illustrée sur la figure (I.1)
  - Dalle de compression en béton armé d'épaisseur :  $e = 08$  cm.
  - Une tôle nervurée de type TN40 (coffrage perdu).
  - Poutres secondaires (solives).
  - Connexion (goujons)

La figure I.1 montre les éléments du planchers mixtes (Acier, Béton)



**Figure I.1 :** *Planchers mixtes à dalle collaborant.*

- **Acrotère :** la terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur 60,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.
- **Escalier :** le bloc contient une cage d'escaliers en structure métallique.

La figure 1.2 montre le schéma du bloc d'escaliers



**Figure I.2:** *Escaliers*



### I.2.3. Assemblages

#### ➤ Assemblages boulonnés

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité «  $f_{yb}$  » ainsi que celle de la résistance à la traction «  $f_{ub}$  » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau 1.1 suivant :

**Tableau I.1:** Valeurs nominales de résistances des boulons

| Classe        | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| $f_{yb}(MPa)$ | 240 | 320 | 300 | 400 | 360 | 480 | 640 | 900  |
| $f_{ub}(MPa)$ | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 600 | 800 | 1000 |

#### ➤ Assemblages soudés

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

### I.3. Matériaux utilisés

#### I. 3.1. L'acier

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction Sont les suivantes :

- Nuance d'acier: S235.
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de glissement :  $G = 80770 \text{ N/mm}^2$ .
- Coefficient de contraction latéral (poisson) :  $\nu = 0,3$
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$ .
- Limite d'élasticité :  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ .
- Limite ultime :  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .

#### I.3.2. Béton

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Pour les planchers, la classe du béton est C25/30.
- Masse volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ .
- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$ .
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 10^{-3} \text{ } ^\circ\text{C}$ .
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$

## I.4. Règlements techniques

- **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes).
- **D.T.R.B.C.2.44, Eurocode 3** (règles de conception et de calcul des structures en Acier « CCM 97 »).
- **D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **D.T.R.C 2-4.7** (règlement neige et vent « RNV99 »).
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).

## I.5. Actions et combinaisons d'actions

### I.5.1. Les actions

- **Actions permanent  $G_i$**

Poids propre des éléments de la construction  
Poids propre des équipements fixes

- **Actions variables  $Q_i$**

Charges d'exploitation  
Charges appliquées en cours d'exécutions

- **Actions climatiques**

Vent (W)  
Neige (S)

### I.5.2. Combinaisons d'actions [2]

#### I.5.2.1. Situations durables

##### ➤ **ELU**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :  
Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum \gamma G_i + G_{kj} + 1,5 \times Q_{ki, max}$$

Avec :

$G_{kj}$ : valeur caractéristique des actions permanentes.

$Q_{ki, max}$ : valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma G_i = 1.35$  : Si l'action agit défavorablement.

##### ➤ **ELS**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :  
Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{kj} + Q_{ki} max$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

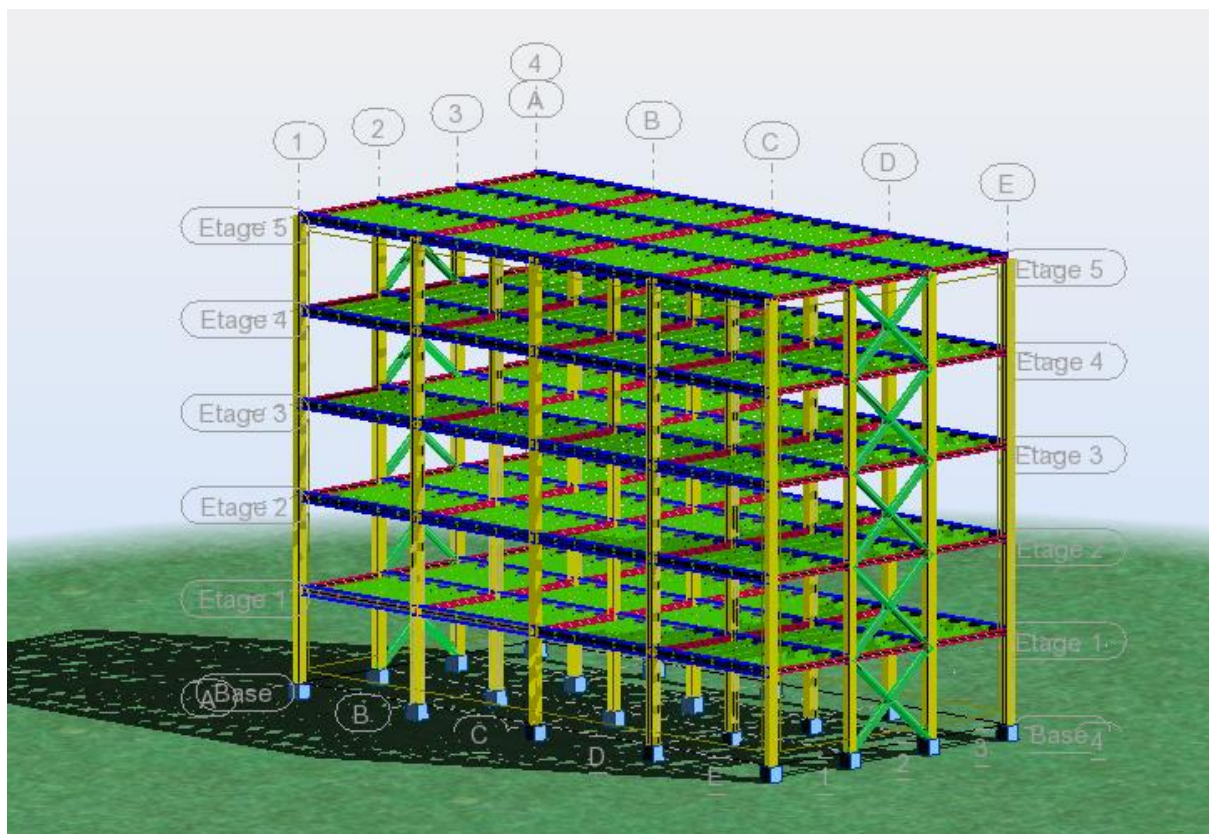
### I.5.2.2. Situations accidentelles [1]

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformation de calcul :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

## I.6. Présentation de l'ouvrage



**Figure I.3 :** *Vue en 3D de la structure.*

# Chapitre **II** : Etude Climatique

## II.1. Action de la Neige

### II.2. Introduction

L'accumulation de la neige sur le plancher terrasse du bâtiment produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments du bâtiment.

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante[3] :

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{II.1})$$

Où:

- $S_k$  (en  $\text{kN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol, 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.

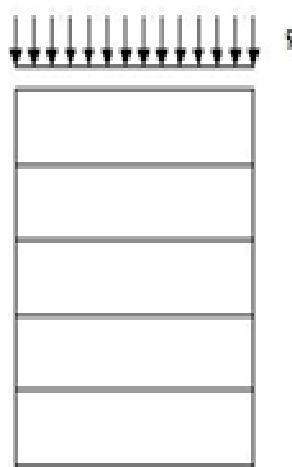
Le projet est implanté à HASSI R'MEL qui appartient à la zone C (zone de neige) à une altitude de **750m** donc :

$$S_k = \frac{0.0325 \times H}{100} \Rightarrow S_k = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

La pente de notre construction est très faible ( $0 < \alpha < 15$ )  
Selon le tableau 6.1 du [3] en prend la valeur de  $\mu = 0,8$

➤ La charge  $S$  est donc :  $S = 0,8 \times 0,24 = 0,192 \text{ kN/m}^2$ .

La figure II.1 montre l'action de la neige sur le plancher terrasse.



**Figure II.1 : Action de la neige.**

## II.3. Action du vent

### II.3.1. Introduction

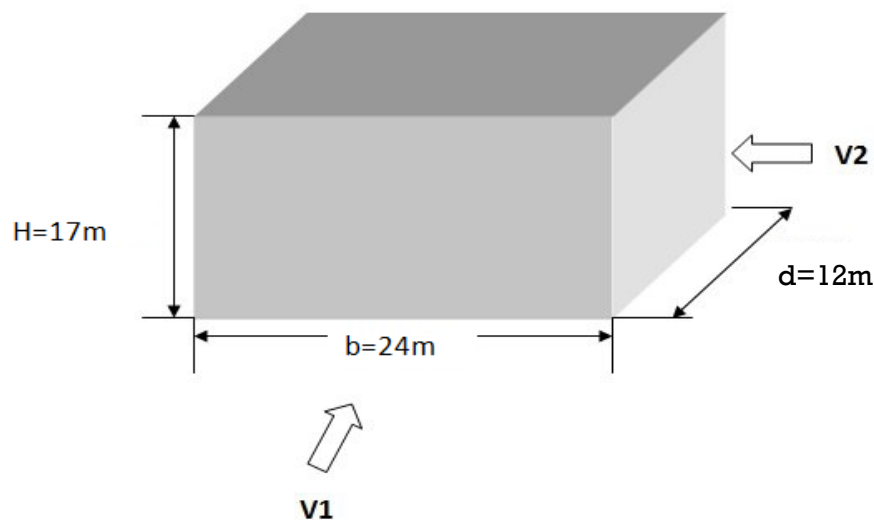
L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au règlement Algérien neige et vent [3].

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (figure II.2).

La direction « V1 » du vent : perpendiculaire à la façade principale.

La direction « V2 » du vent : parallèle à la façade principale.



**Figure II.2 :** Les deux directions principales du vent.

### II.3.2. Principes généraux

#### II.3.2.1. Modélisation de l'action du vent

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables.
- On admet que le vent peut souffler dans toutes les directions horizontales sous un Angle vertical pouvant varier de plus ou moins  $10^\circ$  par rapport au plan horizontal.
- On admet qu'à un instant donné, la direction du vent ne varie pas avec la hauteur.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois Verticales, toiture). Pour les surfaces allongées, l'action du vent peut aussi être Tangentielle (force de frottement).

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques Suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

### II.3.3. Coefficients de calcul

#### II.3.3.1. Calcul du coefficient dynamique $C_d$

Deux cas se présentent :

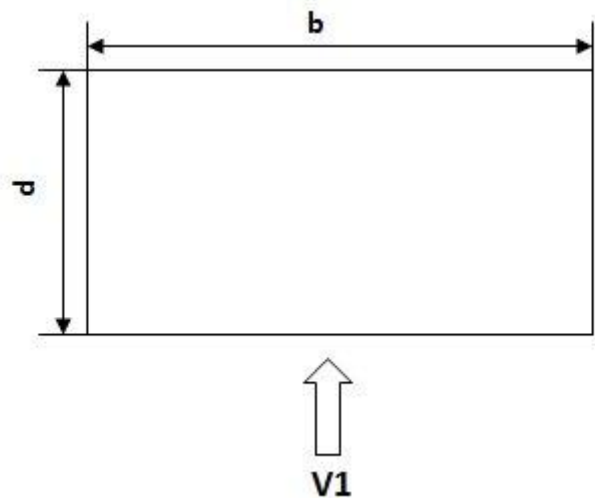
##### 1<sup>er</sup> cas : Vent perpendiculaire à la façade principale

$$b = 24 \text{ m}$$

$$h = 17 \text{ m}$$

$$C_d = 0.93 [3]$$

La figure II.3 montre la direction du vent V1.



**Figure II.3 :** Vent perpendiculaire à la façade principale.

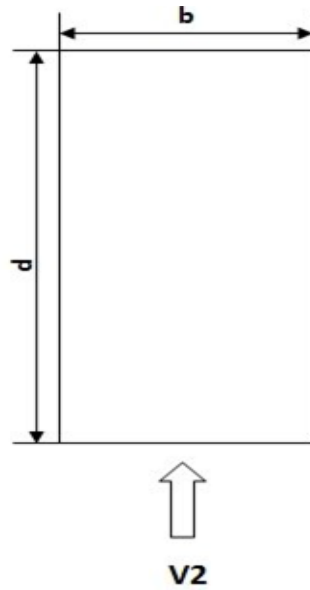
##### 2<sup>eme</sup> cas : Vent parallèle à la façade principale

$$b = 12 \text{ m}$$

$$h = 17 \text{ m}$$

$$C_d = 0.96 [3]$$

La figure II.4 montre la direction du vent V2.



**Figure II.4 :** Vent parallèle à la façade principale.

Et comme  $C_d < 1,2$  ; la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent [3].

### II.3.3.2. Effet de la région

Notre structure est située dans la zone III, dont la pression de référence est donnée par le tableau [3]:  $q_{réf} = 575 \text{ N/m}^2$ .

### II.3.3.3. Effet de site

Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_t = 1$

Le terrain est de catégorie III, les valeurs des paramètres suivants sont données dans le tableau II.1.

- $K_T$  : facteur de terrain,
- $Z_0$  (m) : paramètre de rugosité,
- $Z_{min}$  (m) : hauteur minimale.

**Tableau II.1 :** Définition des catégories de terrain .

| Catégorie de terrain | $K_T$ | $Z_0$ (m) | $Z_{min}$ (m) |
|----------------------|-------|-----------|---------------|
| III                  | 0,22  | 0,3       | 8             |



### II.3.4. Calcul de la pression dynamique

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (II. 2) ci-dessous [3] :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) \quad (N/m^2) \quad (II.2)$$

Avec :

$q_{réf}$  ( $N/m^2$ ) : Pression dynamique de référence.

$C_e(Z_j)$  : est le coefficient d'exposition au vent [3], donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \quad (II.3)$$

$C_r$  : est le coefficient de rugosité donné par la formule [3].

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad (II.4)$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{min} \quad (II.5)$$

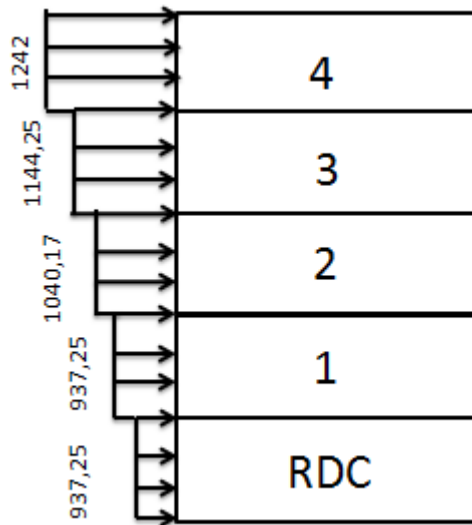
$Z$  : est la hauteur considérée.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau II.2 suivant :

**Tableau II.2 : Valeurs de la pression dynamique pour les différents niveaux.**

|                      | Z(m)  | $C_r$ | $C_e$ | $q_{dyn}$ ( $N/m^2$ ) |
|----------------------|-------|-------|-------|-----------------------|
| Parois<br>verticales | 3,40  | 0,72  | 1,63  | 937,25                |
|                      | 6,80  | 0,72  | 1,63  | 937,25                |
|                      | 10,20 | 0,78  | 1,80  | 1040,17               |
|                      | 13,60 | 0,84  | 2     | 1144,25               |
|                      | 17,00 | 0,89  | 2,16  | 1242                  |
| Terrasse             | 17,00 | 0,89  | 2,16  | 1242                  |

La figure II.5 montre la répartition de la pression dynamique sur les différents niveaux du bâtiment.



**Figure II.5 :** Répartition des pressions dynamique ( $N/m^2$ ).

### II.3.5. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens $V_1$ )

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de  $1 m^2$  et  $10 m^2$ , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe}$  et  $C_{pe,10}$  [3]. Pour notre cas on a :  $C_{pe} = C_{pe,10}$

#### II.3.5.1. Coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ )

Les différentes zones de pressions et les valeurs des coefficients  $C_{pe}$  pour chaque direction du vent considéré sont déterminés à partir de [3].

- **Parois verticales**

Pour cette direction du vent (sens  $V_1$ ):

$$e = \min [b, 2h],$$

$$b = 24 \text{ m.}$$

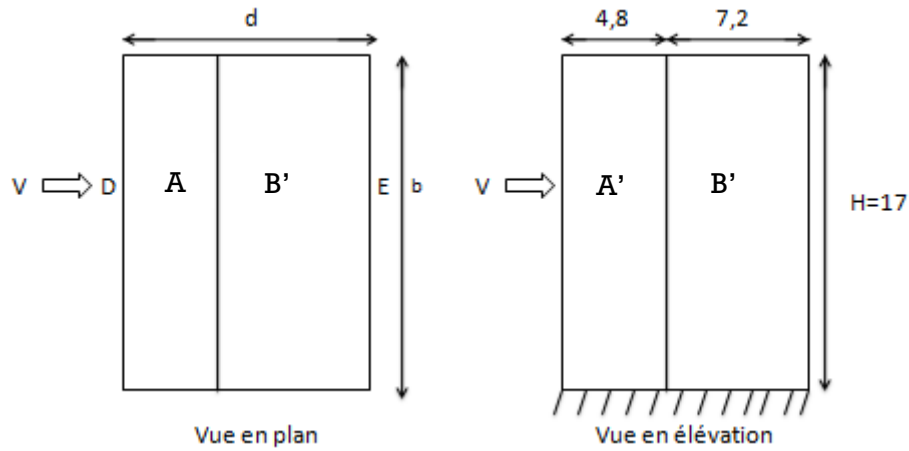
$$h = 17 \text{ m.}$$

$$e = 24 \text{ m.}$$

On a :  $e > d = 12 \text{ m}$  (largeur du bâtiment).

$$\frac{e}{5} = \frac{24}{5} = 4,8$$

La figure II.6 présente la vue en plan et la vue en élévation des zones de pression pour les parois verticales.



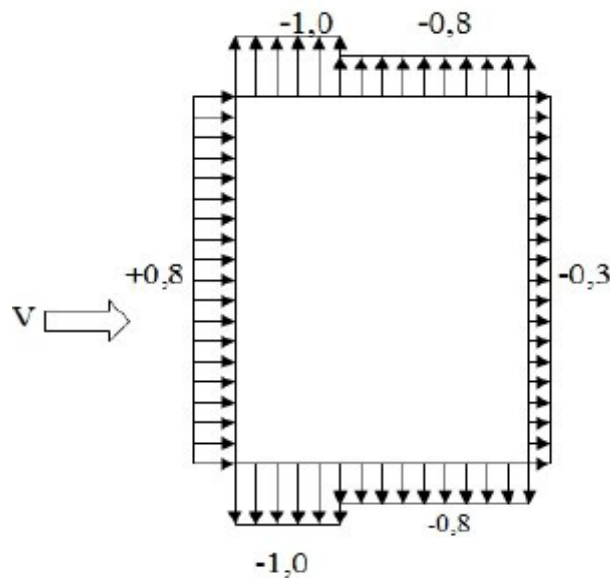
**Figure II.6 :** Zones de pression pour les parois verticales.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau II.3 suivant :

**Tableau II.3 :** Surfaces et  $C_{pe,10}$  pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire

|                            | A'   | B'    | D     | E     |
|----------------------------|------|-------|-------|-------|
| Surface ( m <sup>2</sup> ) | 81,6 | 122,4 | 408   | 408   |
| $C_{pe,10}$                | -1,0 | - 0,8 | + 0,8 | - 0,3 |

La figure II.7 montre la répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales.



**Figure II.7:** Répartition de  $C_{pe,10}$  sur façades principales.

- **Terrasse avec acrotère**

$h_p = 0,6$  m (hauteur de l'acrotère)

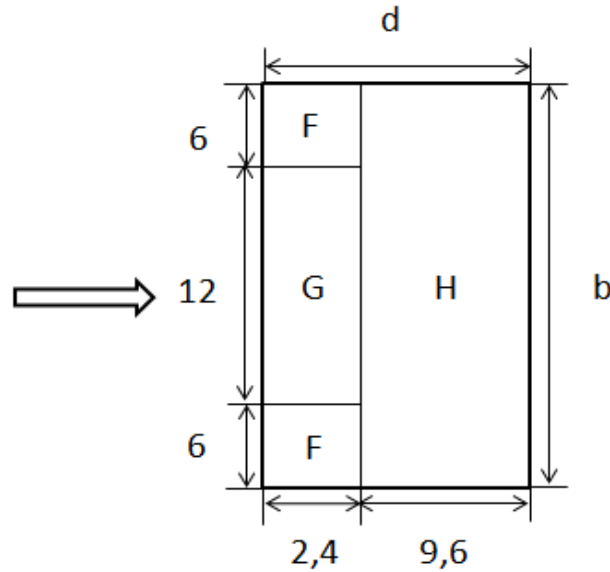
$h = 17$  m (hauteur du bâtiment seul)

$b = 24$  m (longueur totale du bâtiment)

$d = 12$  m (largeur du bâtiment)

$e = \min [b ; 2h] ; e = 24$  m.

La figure II.8 présente le vent sur la terrasse avec acrotère pour les toitures plates.



**Figure II.8 :** Vent sur la terrasse avec acrotère.

Après l'interpolation on a trouvé les valeurs des coefficients de pression extérieure  $C_{pe,10}$  et sont données dans le tableau II.4 suivant :

**Tableau II.4 :** Coefficients de pression extérieure  $C_{pe,10}$  pour la terrasse avec acrotère.

|                            | F           | G           | H           |
|----------------------------|-------------|-------------|-------------|
|                            | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ |
| Surface ( m <sup>2</sup> ) | 14,4        | 28,8        | 230,4       |
| Terrasse avec acrotère     | - 1.5       | - 1.0       | - 0.7       |

La figure II.9 montre la répartition du coefficient de pression extérieure sur la terrasse avec acrotère .

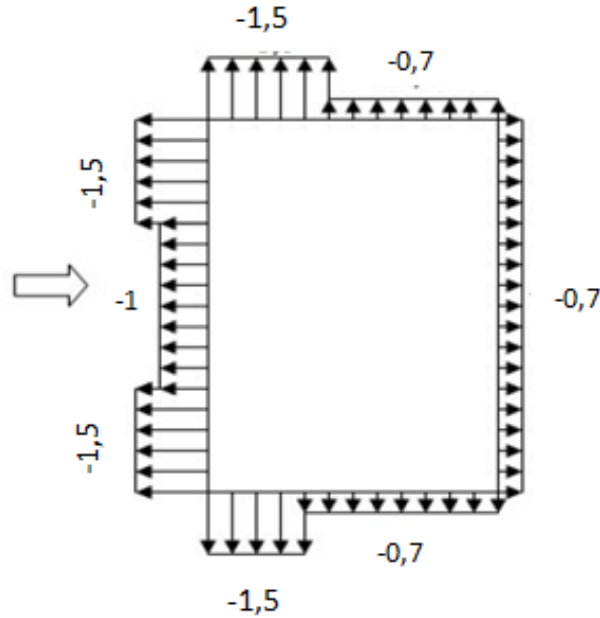


Figure II.9 : Répartition de  $C_{pe,10}$  sur la terrasse avec acrotère.

### II.3.5.2. Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ )

D'après [3], les valeurs suivantes doivent être utilisées :

(Bâtiment avec cloisons intérieures)

$C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$ .

### II.3.5.3. Calcul de la pression statique

Puisque notre structure qui est à usage administratif, elle sera considérée comme structure fermée.

Les valeurs des pressions sont données par la formule (II.6) suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \quad (II.6)$$

- **Parois verticales**
  - ❖ Pour  $C_{pi} = 0,8$

**Tableau II.5 : Pression sur les parois verticales ( $C_{pi} = 0,8$ ).**

| ZONE | Cd   | $q_{dyn}(N/m^2)$ | Cpe  | Cpi  | $q_j(N/m^2)$ | Niveau |
|------|------|------------------|------|------|--------------|--------|
| A'   | 0,93 | 937,25           | -1   | +0.8 | -1568,957    | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -1568,975    | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -1741,25     | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -1915,474    | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -2079,108    | 5      |
| B'   | 0,93 | 937,25           | -0,8 | +0.8 | -1394,628    | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -1394,628    | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -1547,780    | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -1702,644    | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -1848,096    | 5      |
| D    | 0,93 | 937,25           | +0.8 | +0.8 | 0            | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | 0            | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | 0            | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | 0            | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | 0            | 5      |
| E    | 0,93 | 937,25           | -0,3 | +0.8 | -958,806     | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -958,806     | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -1064,01     | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -1170,56     | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -1270,566    | 5      |

❖ Pour  $C_{pi} = -0,5$

**Tableau II.6 : Pression sur les parois verticales ( $C_{pi} = -0,5$ )**

| ZONE | $C_d$ | $q_{dyn}(N/m^2)$ | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $q_i(N/m^2)$ | Niveau |
|------|-------|------------------|----------|----------|--------------|--------|
| A'   | 0,93  | 937,25           | -1       | -0,5     | -435,821     | 1      |
|      |       | 937,25           |          |          | -435,821     | 2      |
|      |       | 1040,175         |          |          | -483,681     | 3      |
|      |       | 1144,25          |          |          | -532,076     | 4      |
|      |       | 1242             |          |          | -577,53      | 5      |
| B'   | 0,93  | 937,25           | -0,8     | -0,5     | -261,492     | 1      |
|      |       | 937,25           |          |          | -261,492     | 2      |
|      |       | 1040,175         |          |          | -290,208     | 3      |
|      |       | 1144,25          |          |          | -319,245     | 4      |
|      |       | 1242             |          |          | -346,518     | 5      |
| D    | 0,93  | 937,25           | +0,8     | -0,5     | 1133,135     | 1      |
|      |       | 937,25           |          |          | 1133,135     | 2      |
|      |       | 1040,175         |          |          | 1257,572     | 3      |
|      |       | 1144,25          |          |          | 1383,398     | 4      |
|      |       | 1242             |          |          | 1501,578     | 5      |
| E    | 0,93  | 937,25           | -0,3     | -0,5     | 174,329      | 1      |
|      |       | 937,25           |          |          | 174,329      | 2      |
|      |       | 1040,175         |          |          | 193,473      | 3      |
|      |       | 1144,25          |          |          | 212,831      | 4      |
|      |       | 1242             |          |          | 231,012      | 5      |

- Terrasse avec acrotère

❖ Pour  $C_{pi} = 0,8$

**Tableau II.7 : Pression sur la terrasse ( $C_{pi} = 0,8$ ).**

| ZONE | $C_d$ | $q_{dyn}(N/m^2)$ | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $q_i(N/m^2)$ |
|------|-------|------------------|----------|----------|--------------|
| F    | 0,93  | 1242             | -1,5     | +0,8     | -2656,638    |
| G    | 0,93  | 1242             | -1       | +0,8     | -2079,108    |
| H    | 0,93  | 1242             | -0,7     | +0,8     | -1732,59     |

❖ Pour  $C_{pi} = -0,5$

**Tableau II.8 : Pression sur la terrasse ( $C_{pi} = -0,5$ ).**

| ZONE | $C_d$ | $q_{dyn}(N/m^2)$ | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $q_j(N/m^2)$ |
|------|-------|------------------|----------|----------|--------------|
| F    | 0,93  | 1242             | -1,5     | -0,5     | -1155,06     |
| G    | 0,93  | 1242             | -1       | -0,5     | -577,53      |
| H    | 0,93  | 1242             | -0,7     | -0,5     | -231,012     |

#### II.3.5.4. Force de frottement

Selon le RNV99 [3], les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit : Le rapport  $d/b \geq 3$  ;

Le rapport  $d/h \geq 3$  ;

Avec :  $b$  est la dimension perpendiculaire au vent.

$d$  est la dimension parallèle au vent.

$h$  est la hauteur du bâtiment.

Pour cette direction du vent ( $V_1$ ) :  $b = 24m$  ;  $d = 12m$  ;  $h = 17m$ .

$$\frac{d}{b} = \frac{12}{24} = 0,5 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{12}{17} = 0,70 < 3$$

⇒ **A partir de ces conditions, on peut négliger la force de frottement.**

#### II.3.5.5. Force résultante

Selon le RNV99 [3], la force résultante  $R$  se décompose en deux forces :

- Une force horizontale  $F_w$  qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
  - Une force verticale  $F_u$  qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture
- La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \quad [N] \quad [3]. \quad (II.7)$$

Avec :

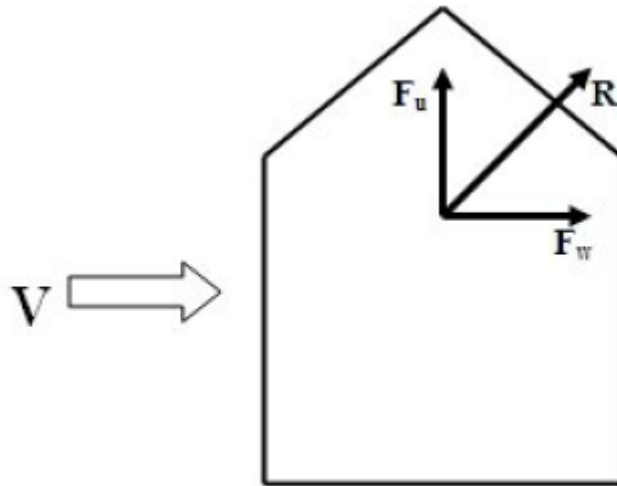
$q_j$ : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .

$S_j$  : l'aire de l'élément de surface  $j$ .

$F_{frj}$  : la force de frottement éventuelle.



La figure II.10 montre la force horizontale et verticale et la force Résultante appliquées à la toiture.



**Figure II.10 : force résultante R.**

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux II.9 et II.10 suivants :

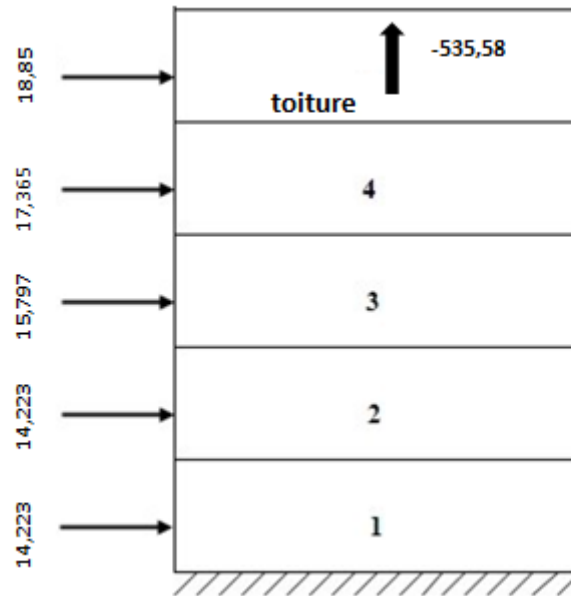
**Tableau II.9 : Valeurs de la force résultante R.**

| ZONE                     | NIVEAU  | $S_i \text{ (m}^2\text{)}$ | $q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$ | $q_j \cdot S_i \text{ (kN)}$ |
|--------------------------|---------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|
| D<br>( $C_{pi} = -0,5$ ) | 1       | 81,6                       | 1133,135                     | 92,463                       |
|                          | 2       | 81,6                       | 1133,135                     | 92,463                       |
|                          | 3       | 81,6                       | 1257,572                     | 102,617                      |
|                          | 4       | 81,6                       | 1383,398                     | 112,885                      |
|                          | 5       | 81,6                       | 1501,578                     | 122,528                      |
| E<br>( $C_{pi} = +0,8$ ) | 1       | 81,6                       | -638,344                     | -78,24                       |
|                          | 2       | 81,6                       | -878,375                     | -78,24                       |
|                          | 3       | 81,6                       | -1052,657                    | -86,82                       |
|                          | 4       | 81,6                       | 1157,981                     | -95,52                       |
|                          | 5       | 81,6                       | -1256,904                    | -103,678                     |
| F                        | Toiture | 28,8                       | -2656,638                    | -76,51                       |
| G                        | Toiture | 28,8                       | -2079,108                    | -59,87                       |
| H                        | Toiture | 230,4                      | -1732,59                     | -399,2                       |

**Tableau II.10 : Composantes de la force résultante.**

| NIVEAU                               | 1      | 2      | 3      | 4      | 5     | Toiture |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|---------|
| $\sum (q_i \times S_j) \text{ (kN)}$ | 14,223 | 14,223 | 15,797 | 17,365 | 18,85 | -535,58 |
| $\sum F_{frj} \text{ (kN)}$          | 0      | 0      | 0      | 0      | 0     | 0       |
| $F_w \text{ (kN)}$                   | 14,223 | 14,223 | 15,797 | 17,365 | 18,85 | 0       |
| $F_u \text{ (kN)}$                   | 0      | 0      | 0      | 0      | 0     | -535,58 |

La figure II.11 présente les *composantes de la force résultante* des niveaux de la structure



**Figure II.11 : Force résultante.**

#### II.3.5.6. Excentricité de la force globale horizontale :

Selon le RNV99 [3], une excentricité  $e$  de la force globale  $F_w$  doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à  $e = \pm b/10$ .

$$e = \pm \frac{24}{10} = \pm 2,4\text{m}$$

La figure II.12 présente l'excentricité de la force globale.

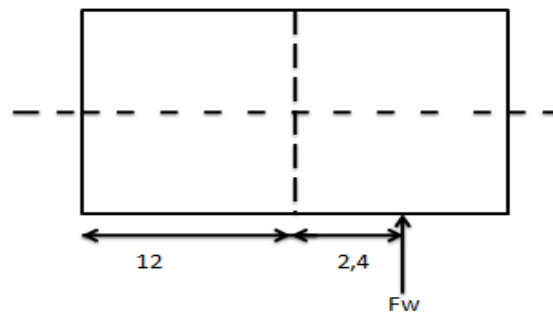


Figure II.12 : Excentricité de la force globale.

### II.3.6. Vent parallèle à la façade principale (sens V<sub>2</sub>) :

#### II.3.6.1. Coefficient de pression extérieur (C<sub>pe</sub>)

- Parois verticales

Pour cette direction on a :

$$b = 12\text{m}$$

$$d = 24\text{m}$$

$$h = 17\text{m}$$

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$e = \min [12 ; 34] ; e = 12 \text{ m} < d = 24\text{m}.$$

La figure II.13 présente la Zone de pression pour les parois verticales.

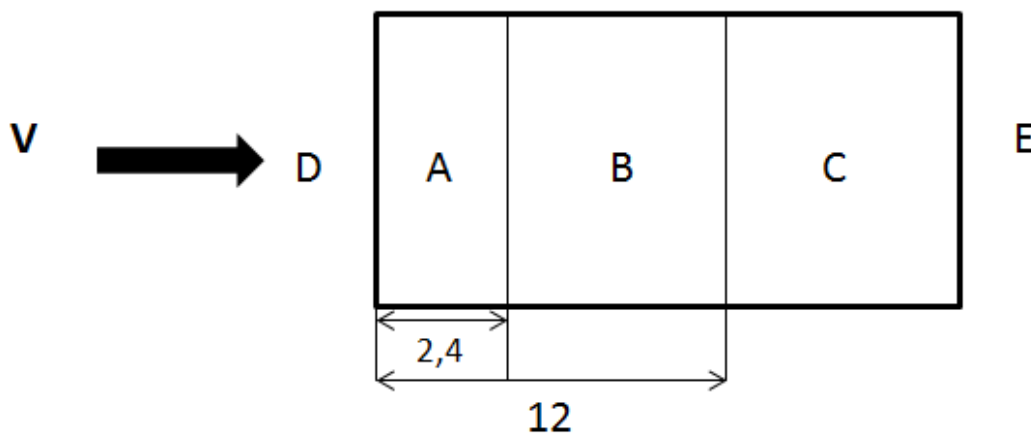


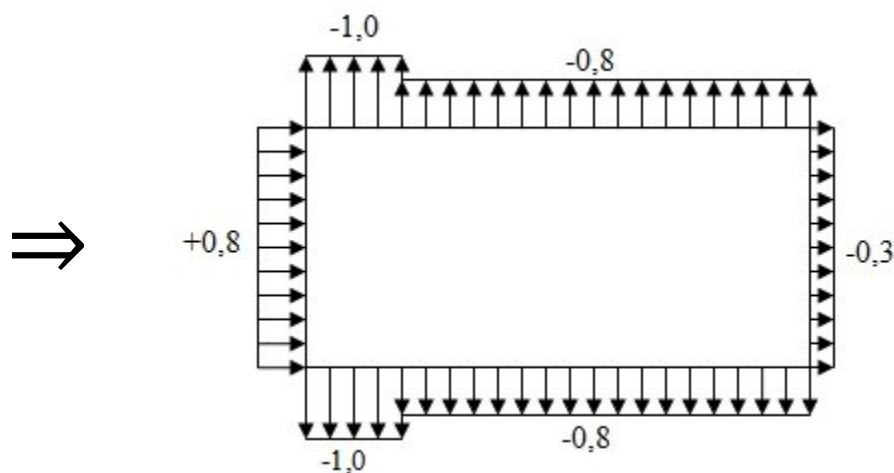
Figure II.13 : Zone de pression pour les parois verticales.

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau II.11 suivant :

**Tableau II.11** :  $C_{pe,10}$  pour les parois verticales.

|                            | A    | B     | C     | D     | E    |
|----------------------------|------|-------|-------|-------|------|
| Surface ( m <sup>2</sup> ) | 40,8 | 163,2 | 204   | 288   | 288  |
| $C_{pe,10}$                | -1   | - 0.8 | - 0.5 | + 0.8 | -0,3 |

La figure II.14 montre la répartition des  $C_{pe,10}$  pour les parois verticales .

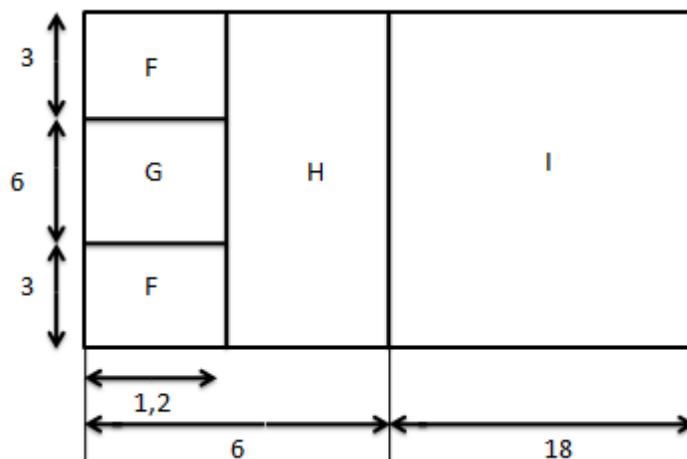


**Figure II.14** : Répartition des  $C_{pe,10}$  sur la direction V2.

#### Terrasse avec acrotère

$h_p = 0,60$  m ;  $h = 17$ m ;  
 $b = 12$  m ;  $d = 24$ m ;  
 $e = 12$ m.

La figure II.15 présente le vent sur la terrasse avec acrotère pour les toitures plates.



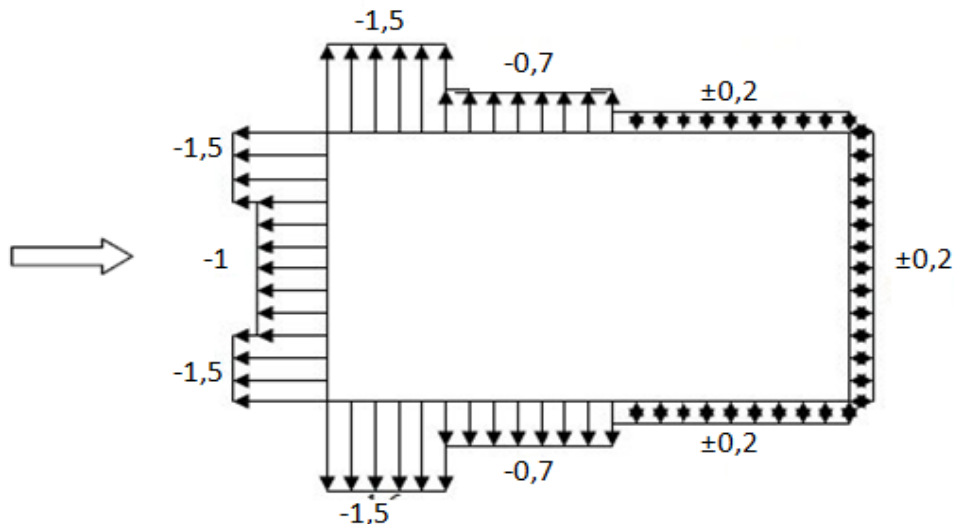
**Figure II.15** : Vent sur la terrasse

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau II.12 suivant :

**Tableau II.12 :  $C_{pe,10}$  pour la terrasse.**

|                            | F           | G           | H           | I           |
|----------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|                            | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,10}$ |
| Surface ( m <sup>2</sup> ) | 3,6         | 7,2         | 57,6        | 216         |
| Terrasse avec acrotère     | - 1.5       | - 1.0       | - 0.7       | ±0,2        |

La figure II.16 montre la répartition de  $C_{pe,10}$  sur la terrasse avec acrotère.



**Figure II.16 : Répartition de  $C_{pe,10}$  sur la terrasse.**

### II.3.6.2. Coefficient de pression intérieur ( $C_{pi}$ ) pour le sens V2.

D'après le RNV99 [3] on à :  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$

### II.3.6.3. Calcul de la pression statique

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2]$$

Les valeurs des pressions sur les parois verticales sont données dans les tableaux II.13 et II.14 suivants :

• **Parois verticales**

**Pour  $C_{pi} = 0,8$**

**Tableau II.13 : Pression sur les parois verticale ( $C_{pi} = 0,8$ ).**

| ZONE | Cd   | $q_{dyn}(N/m^2)$ | Cpe  | Cpi  | $q_i(N/m^2)$ | Niveau |
|------|------|------------------|------|------|--------------|--------|
| A    | 0,96 | 937,25           | -1   | +0.8 | -1619,568    | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -1619,568    | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -1797,422    | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -1977,264    | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -2146,176    | 5      |
| B    | 0,96 | 937,25           | -0,8 | +0.8 | -1439,616    | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -1439,616    | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -1597,708    | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -1757,568    | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -1907,712    | 5      |
| C    | 0,96 | 937,25           | -0,5 | +0.8 | -1169,688    | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -1169,688    | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -1298,139    | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -1428,024    | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -1550,016    | 5      |
| D    | 0,96 | 937,25           | +0.8 | +0.8 | 0            | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | 0            | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | 0            | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | 0            | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | 0            | 5      |
| E    | 0,96 | 937,25           | -0,3 | +0.8 | -939,786     | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -939,786     | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -1098,425    | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -1208,328    | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -1311,552    | 5      |

Pour  $C_{pi} = -0.5$

**Tableau II.14 :** Pression sur les parois verticales ( $C_{pi} = -0,5$ ).

| ZONE | Cd   | $q_{dyn}(N/m^2)$ | Cpe  | Cpi  | $q_j(N/m^2)$ | Niveau |
|------|------|------------------|------|------|--------------|--------|
| A    | 0,96 | 937,25           | -1   | -0,5 | -449,88      | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | -449,88      | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -499,284     | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -549,24      | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -596,16      | 5      |
| B    | 0,96 | 630,775          | -0,8 | -0,5 | -269,928     | 1      |
|      |      | 867,96           |      |      | -269,928     | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | -299,570     | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | -329,544     | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | -357,696     | 5      |
| C    | 0,96 | 937,25           | -0,5 | -0,5 | 0            | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | 0            | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | 0            | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | 0            | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | 0            | 5      |
| D    | 0,96 | 937,25           | +0.8 | -0,5 | 1169,688     | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | 1169,688     | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | 1298,138     | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | 1428,024     | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | 1550,016     | 5      |
| E    | 0,96 | 937,25           | -0,3 | -0,5 | 179,952      | 1      |
|      |      | 937,25           |      |      | 179,952      | 2      |
|      |      | 1040,175         |      |      | 199,714      | 3      |
|      |      | 1144,25          |      |      | 219,696      | 4      |
|      |      | 1242             |      |      | 238,464      | 5      |

- Terrasse avec acrotère

Pour  $C_{pi}=0.8$

**Tableau II.15 :** Pression sur La terrasse ( $C_{pi} = 0,8$ ).

| Zone | $C_d$ | $q_{dyn}(N/m^2)$ | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $q_j(N/m^2)$ |
|------|-------|------------------|----------|----------|--------------|
| F    | 0,96  | 1242             | -1,5     | +0,8     | -2742,336    |
| G    | 0,96  | 1242             | -1       | +0,8     | -2146,176    |
| H    | 0,96  | 1242             | -0,7     | +0,8     | -1788,48     |
| I    | 0,96  | 1242             | -0,2     | +0,8     | -1192,32     |
| J    | 0,96  | 1242             | 0,2      | +0,8     | -715,392     |

Pour  $C_{pi} = -0,5$

**Tableau II.16 :** Pression sur La terrasse ( $C_{pi} = -0,5$ ).

| Zone | $C_d$ | $q_{dyn}(N/m^2)$ | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $q_j(N/m^2)$ |
|------|-------|------------------|----------|----------|--------------|
| F    | 0,96  | 1242             | -1,5     | -0,5     | -1192,32     |
| G    | 0,96  | 1242             | -1       | -0,5     | -596,16      |
| H    | 0,96  | 1242             | -0,7     | -0,5     | -238,464     |
| I    | 0,96  | 1242             | -0,2     | -0,5     | 357,696      |
| J    | 0,96  | 1242             | 0,2      | -0,5     | 834,624      |

#### II.3.6.4. Force de frottement

Pour cette direction ( $V_2$ ) :  $b = 12$ ,  $d = 24m$  et  $h = 17m$ .

$$\frac{d}{b} = \frac{24}{12} = 2 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24}{17} = 1,41 < 3$$

⇒ A partir de ses conditions, on peut négliger la force de frottement.



### II.3.6.5. Force résultante

$$R = \sum (q_j \times s_j) + \sum F_{frj} \quad [N] \quad [3].$$

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux II.16 et II.17 suivants :

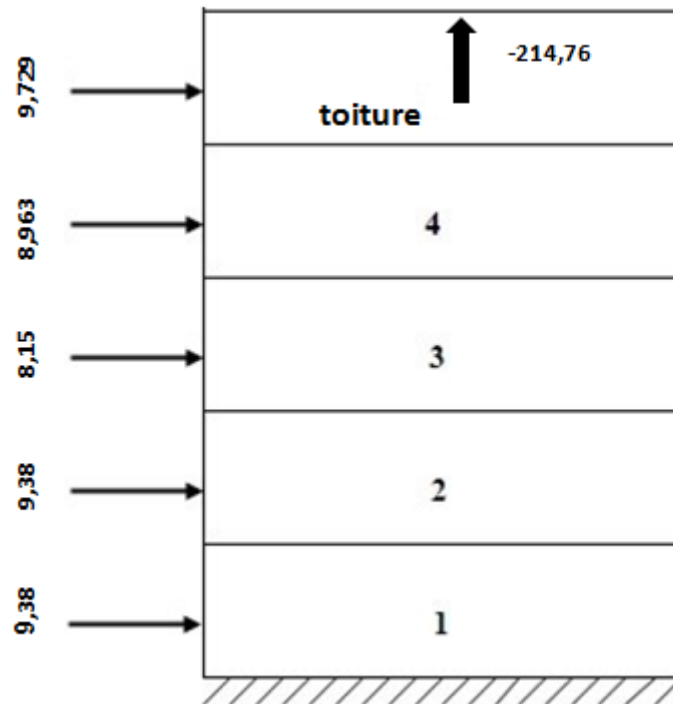
**Tableau II.17 : Valeurs de la force résultante R**

| ZONE                   | NIVEAU  | $S_i (m^2)$ | $q_i(N/m^2)$ | $q_i.S_i (kN)$ |
|------------------------|---------|-------------|--------------|----------------|
| D<br>( $C_{pi}=-0,5$ ) | 1       | 40,8        | 1169,688     | 47,723         |
|                        | 2       | 40,8        | 1169,688     | 47,723         |
|                        | 3       | 40,8        | 1298,138     | 52,964         |
|                        | 4       | 40,8        | 1428,024     | 58,263         |
|                        | 5       | 40,8        | 1550,016     | 63,240         |
| E<br>( $C_{pi}=+0,8$ ) | 1       | 40,8        | -939,786     | -38,343        |
|                        | 2       | 40,8        | -939,786     | -38,343        |
|                        | 3       | 40,8        | -1098,425    | -44,815        |
|                        | 4       | 40,8        | -1208,328    | - 49,3         |
|                        | 5       | 40,8        | -1311,552    | -53,511        |
| F                      | Toiture | 7,2         | -2742,336    | -19,744        |
| G                      | Toiture | 7,2         | -2146,176    | -15,452        |
| H                      | Toiture | 57,2        | -1788,48     | -102,301       |
| I                      | Toiture | 216         | -1192,32     | -257,541       |
| J                      | Toiture | 216         | 834,624      | 180,278        |

**Tableau II.18 : Composantes de la force résultante.**

| NIVEAU                       | 1    | 2    | 3    | 4     | 5     | Toiture |
|------------------------------|------|------|------|-------|-------|---------|
| $\sum (q_j \times s_j) (kN)$ | 9,38 | 9,38 | 8,15 | 8,963 | 9,729 | -214,76 |
| $\sum F_{frj} (kN)$          | 0    | 0    | 0    | 0     | 0     | 0       |
| $F_w (kN)$                   | 9,38 | 9,38 | 8,15 | 8,963 | 9,729 | 0       |
| $F_u (kN)$                   | 0    | 0    | 0    | 0     | 0     | -214,76 |

La figure II.17 présente les *composantes de la force résultante* des niveaux de la structure



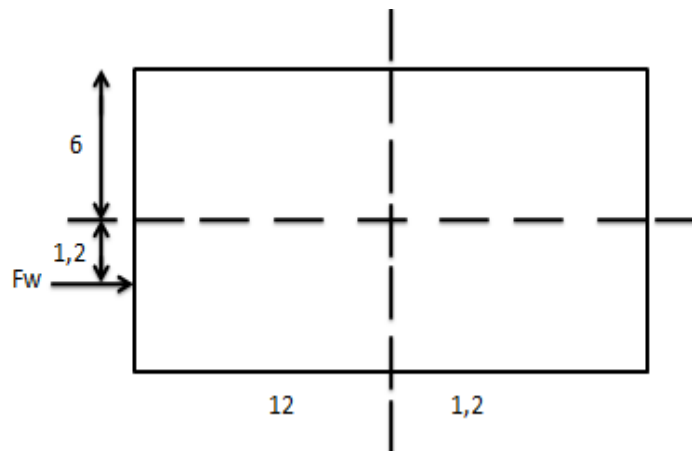
**Figure II.17 :** Force résultante.

#### II.3.6.6. Excentricité de la force globale horizontale

Selon le RNV99 [3] une excentricité  $e$  de la force globale  $F_w$  doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à  $e = \pm b/10$ .

$$\text{Donc : } e = \pm \frac{b}{10} = \frac{12}{10} = \pm 1,2\text{m}$$

La figure II.18 présente l'excentricité de la force globale.



**Figure II.18 :** Excentricité de la force globale.

# Chapitre **III** :

## Etude des Éléments Secondaires

### III.1. Calcul de L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection se trouvant supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse, soumise à son poids propre et aux charges exploitations, et à une surcharge horizontale.

- Le calcul se fera comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Elle sera soumise à un effort normal NG a son poids propre et un effort horizontal NH a la main courante qui engendre un Moment de renversement dans la section encastrée, le ferrailage est déterminé en flexion composée pour Une bande de 1m de largeur, La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60cm et de 10cm d'épaisseur.

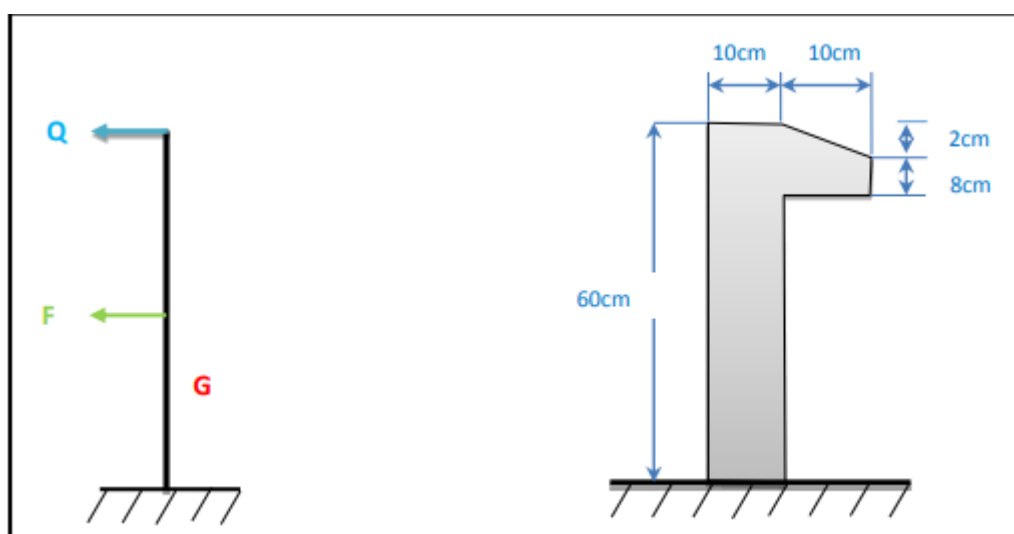


Figure III. 1 : Dimensions de l'acrotère

#### III.1.1 Evaluation des charges :

##### a-Charges permanentes :

La surface de l'acrotère :

$$S = (0.02 \times 0.1) / (2) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère  $G_0 = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ kN/m}$
  - Enduit extérieur (e=2cm)  $G_1 = 20 \times 0.02 \times 0.6 = 0.24 \text{ kN/m}$
  - Enduit intérieur (e=2cm)  $G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.6 = 0.24 \text{ kN/m}$
- G=2.205 kN/m**

**b-Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

**c-Charge sismique:**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [1]$$

(III.1)

A: Le coefficient d'accélération de la zone.

$C_p$  : Facture de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.

$W_p$  : Poids de l'élément considéré ;  $W_p = G = 2,205 \text{ kN/m}$

Pour notre cas Zone I; Groupe d'usage 2 :

$$\checkmark \quad A = 0,10$$

$$\checkmark \quad C_p = 0,8$$

$$F_p = 4 \cdot 0,10 \cdot 0,8 \cdot 2,205 = 0,70 \text{ kN/m}$$

Or  $F_p < Q = 1 \text{ kN/m}$  donc on ne considère dans nos calculs que l'effet de la surcharge Q.

**III.1.2. Evaluation des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité :

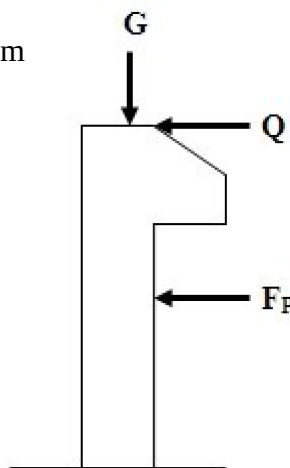
$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_{gi}}{\sum A_i} = 6,2 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_{gi}}{\sum A_i} = 33,1 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,205 \text{ kN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$



**Figure III.2 : Sollicitations exercées sur l'acrotère**

**L'ELU : [6]**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,205 = 2,98 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

**L'ELS :**

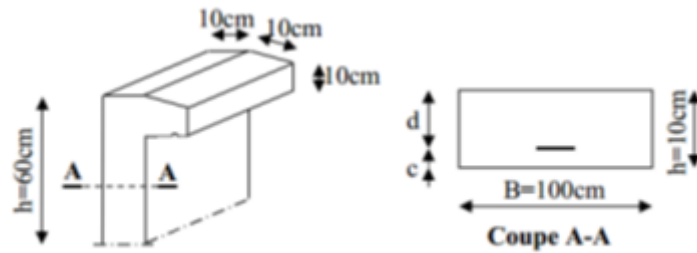
$$N_s = G = 2,19 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$V_s = Q = 1,0 \text{ KN/m}$$

**III.1.3. Ferrailage de l'acrotère [6] :**

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de (01m) de longueur, on considère une section rectangulaire avec les données suivantes dans les figures (III.3) et (III.4) :



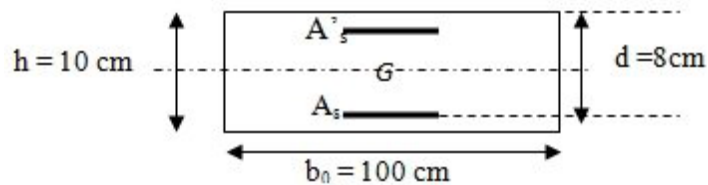
**Figure III.3 : Coupe A-A de l'acrotère**

Les dimensions de la section rectangulaire :

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$



**Figure III.4 : Dimensions de la section à ferrailler.**

### III.1.3.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU :

On a: 
$$e_a = \frac{M_u}{N_u} + e_a \quad [4] \quad (\text{III. 2})$$

$e_a$ : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

Avec:  $e_a = \max(2\text{cm} : h/250) = 2\text{cm}$

Donc: 
$$e_a = \frac{0,9}{2,98} + 0,02 = 0,32\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = 0,01\text{m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6}$$

↳ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad (\text{III. 3})$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{III. 4})$$

$e_2$ : Excentricité du second ordre due à la déformation.

$$M_G = 0 \longrightarrow \alpha = 0$$

$\emptyset$ : Rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$ : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes,

Au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$ : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$

$h_0$ : Hauteur de la section, qui est égale à 10cm

$$\rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 8,64.10^{-3} \text{ m}$$

Donc :  $e = e_1 + e_2 = 0,328 \text{ m}$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,98 \text{ kN} M_{uG} = N_u \times e = 2,98 \times 0,328 = 0,98 \text{ kN.m}$$

### III.1.3.2. Calcul à l'ELU :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad (\text{III. 5})$$

Tel que :

$M_{uG}, N_u$  : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,98 + 2,98 \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,07 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (\text{III. 6})$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,07}{1 \times 0,08^2 \times 14200} = 0,012$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \quad (\text{III.7})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \quad (\text{III.8})$$

$$\Rightarrow Z = 0,079 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} \quad (\text{III. 9})$$

$$\Rightarrow A = 0,34$$

La section de ferrailage à la flexion composée est :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} \quad (\text{III. 10})$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{III. 11})$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} \mapsto A_{min} = 0,99 \text{ cm}$$



$A_{min} > A_s \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{min}$

On adopte :  $4T8 = 2,01\text{cm}^2$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On adopte  $4T6 = 1,13\text{cm}^2$

- **Espacement :**

Armature principale :  $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  on adopte :  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition :  $S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow$  on adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.1.3.3. Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(0,1 \times 25; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times (F_p + Q) \Rightarrow V_u = 1,5 \times (F_p + Q)$$

$$\Rightarrow V_u = 2.55\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{III. 12})$$

$$\tau_u = \frac{2,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,031\text{MPa}$$

$\tau_u < \tau$  (condition vérifiée).

### III.1.3.4. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad (\text{III. 13})$$

$\sum \mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 0,8$$

$$\tau_{se} = \frac{2550}{0,9 \times 80 \times \sum 10,048} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$\psi_s$ : est la coefficient scellement =1,5

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 2,83 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  condition vérifiée

### III.1.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

$d = 0,08 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2,19 \text{ kN}$ ;  $M_{ser} = 0,6 \text{ kN.m}$ ;  $\eta = 1,6$  pour les aciers HA

- Position de l'axe neutre

$$C = d - e_1 \quad (III.14)$$

$e_1$ : Distance du centre de pression  $c$  à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,19} \Rightarrow e_1 = 0,27 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,01 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow$  la section est partiellement comprimée

$$C = 0,08 - 0,27 = -0,19 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = Y_c + c \quad (III.15)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad (III.16)$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 - \frac{90 \times A' \times (c - d')}{b} + \frac{90 \times A \times (d - c)}{b}$$

$$p = -3 \times (-0,19)^2 - \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 + 0,19)}{1} = -0,103 \text{ m}^2$$

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

$$p = -3 \times (-0,19)^3 - \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,19)^2}{1} = 0,103 \text{ m}^2$$

La résolution de l'équation :  $y_c^3 - 0,103 y_c + 0,013 = 0$

Donne :  $y_c = 0,21 \text{ m} \Rightarrow Y_{ser} = 0,02 \text{ m}$

• Calcul des contraintes

Calcul du moment statique de la section homogène réduite :

$$\mu_t = \frac{b \times y_{ser}^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_{ser}) = 9,82 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}^2}{\mu_t} \quad (III. 17)$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.19 \times 10^{-3} \times 0.02}{9.82 \times 10^{-3}} = 4.46 \times 10^{-3} MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  la contrainte dans le béton est vérifiée.

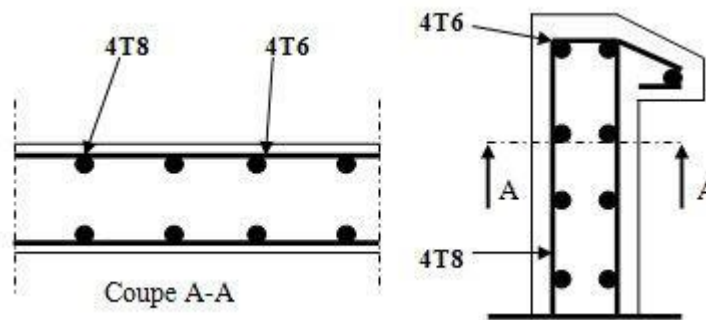
$$\sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \quad (III. 18)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{15 \times 2,19 \times 10^{-3} (0,08 - 0,02)}{9,82 \times 10^{-3}} = 0,2 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} \times f_e \right); 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 202 MPa \rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$  La contrainte dans l'acier est vérifiée.

La figure III.5 montre le schéma de ferrailage de l'acrotère :



**Figure III.5 :** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## III.2. Calcul des escaliers

### III.2.1. Définition :

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'emmarchement et la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur contremarche (h). La figure III.6 montre une cage d'escalier droite avec deux volés et un palier de repos.

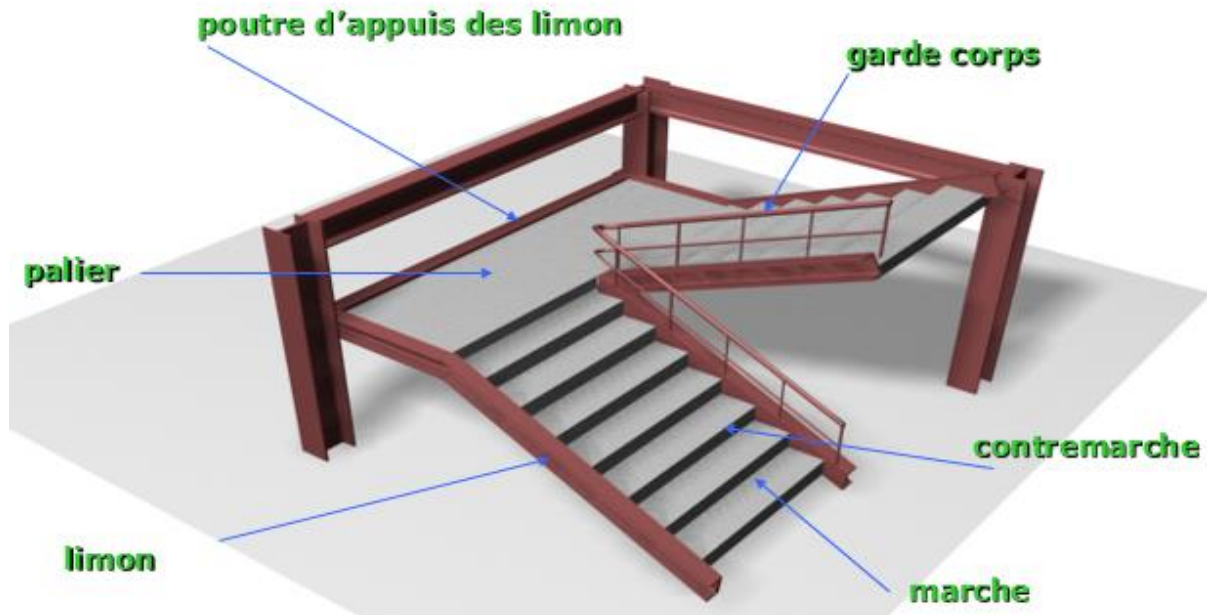


Figure III.6: Vue en Perspective de l'escalier

### III.2.2. Choix des dimensions :

Les hauteurs des étages du bâtiment sont identiques, pour cela l'étude se fera pour un seul étage.

- La hauteur de l'étage :  $h = 3.4\text{m}$  ;
- les dimensions en plan de la cage d'escalier :  $6 \times 4\text{m}^2$
- Les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes

La largeur de le marche et la hauteur de la contre marche doivent satisfaire la relation de blondel suivante :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

(III.19)

- g : giron ou largeur de la marche
- h : hauteur de la contre marche

En choisissant une hauteur des contremarches égale à 17cm on aura :

$$26 \leq g \leq 31$$

Ceci donne :  $g=30\text{cm}$

Donc on aura :

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

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

On dispose de deux (02) volées dans le 1<sup>er</sup> étage, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{3,4}{2} = 1,7\text{m}$$

La largeur de la volée est :  $L' = 1,20 \text{ m}$

### III.2.3. Calcul du nombre de marches et de contre marches :

$$n = \frac{340}{17} = 20 \text{ contre marches}$$

Le nombre de marche =  $n-1 = 19$  marches.

### III.2.4. Etude des marches :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières. Ces derniers sont soudées au limon, Comme l'indique la figure (III.7) ci-dessous ;

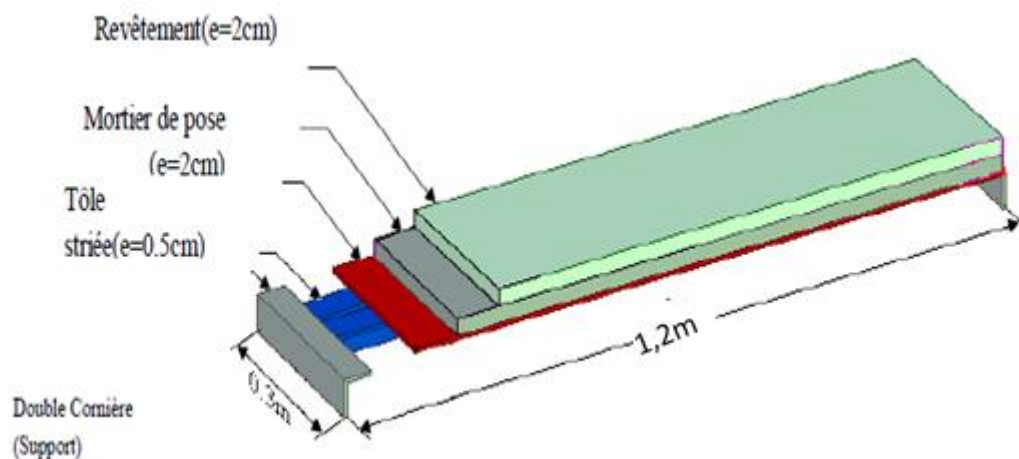


Figure III.7 : Eléments de la marche.

#### III.2.4.1. Evaluation des charges :

|                                |                                             |
|--------------------------------|---------------------------------------------|
| Revêtement (e= 2cm) .....      | $20 \times 0,02 = 0,4 \text{ kN/m}^2$       |
| Mortier de pose (e= 2cm) ..... | $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$      |
| Tôle striée (e= 0,5cm) .....   | $78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$  |
|                                | <b><math>G = 1,15 \text{ kN/m}^2</math></b> |
|                                | <b><math>Q = 2,5 \text{ kN/m}^2</math></b>  |

### III.2.4.2. Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

$$q_u = (G+Q) \times 0,15 + (G+Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1,15+2,5) \times 0,15 + (1,15+2,5) \times 0,17 \Rightarrow q_s = 1,17 \text{ kN/m}$$

La figure (III.8) montre schéma statique de la cornière :

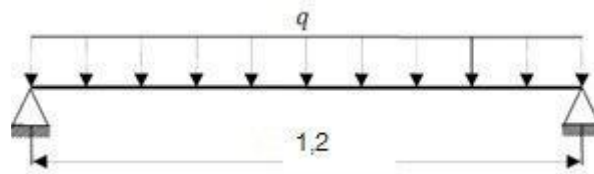


Figure III.8: Schéma statique d'une cornière

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E} \quad (\text{III. 20})$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 1,17 \times 1200^3}{384 \times 210000} = 3,76 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit une cornière de (40×40×4) caractérise par :

Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé L40 × 40 × 4

|               | G    | h=b | t  | r <sub>1</sub> | r <sub>2</sub> | A                | z <sub>s</sub> =y <sub>s</sub> | I <sub>y</sub> =I <sub>z</sub> | W <sub>el,y</sub> =W <sub>el,z</sub> | i <sub>y</sub> =i <sub>z</sub> |
|---------------|------|-----|----|----------------|----------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|
|               | kg/m | mm  | mm | mm             | mm             | mm <sup>2</sup>  | mm                             | mm <sup>4</sup>                | mm <sup>3</sup>                      | mm                             |
|               |      |     |    |                |                | x10 <sup>3</sup> | x10                            | x10 <sup>4</sup>               | x10 <sup>3</sup>                     | x10                            |
| L 40 x 40 x 4 | 2,42 | 40  | 4  | 6              | 3,0            | 3,08             | 1,12                           | 4,47                           | 1,55                                 | 1,21                           |

### III.2.4.3. Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière

$$q_u = 1,35 (1,15 \times 0,15 + 1,15 \times 0,17 + 0,0242) + 1,5 (2,5 \times (0,15 + 0,17)) = 1,73 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (1,15 \times 0,15 + 1,15 \times 0,17 + 0,0242) + 2,5 \times (0,15 + 0,17) = 1,2 \text{ kN/m}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 1,2 \times 1200^4}{384 \times 210000 \times 4,47 \times 10^4} = 3,45 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1200}{300} = 4mm$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} \quad (\text{III. 21})$$

$$M_{sd} = \frac{1,73 \times 1,2^2}{8} = 0,31KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ely}}{\gamma M_0} \quad (\text{III. 22})$$

$$M_{Rd} = \frac{235 \times 1,55 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 0,33KN.m > M_{sd}$$

(Condition vérifiée)

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \quad (\text{III. 23})$$

$$V_{sd} = \frac{1,73 \times 1,2}{2} = 1,04KN$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times s}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (\text{III. 24})$$

Avec : S est le moment statique

$$s = \sum A_i \times Z_i \quad (\text{III. 25})$$

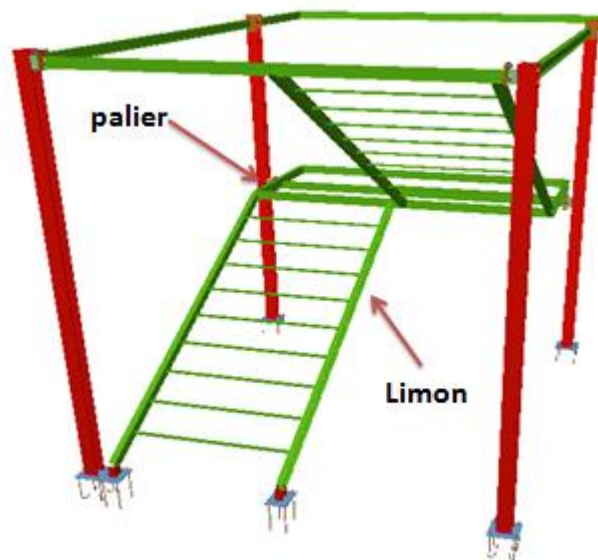
$$s = (40 \times 4) \times \frac{4}{2} + (40 - 4) \times \frac{40}{2} = 1040mm^3$$

$$\tau = 6,05MPa < \bar{\tau} = 135,67MPa$$

(Condition vérifiée)

- **Dimensionnement des éléments porteurs :**

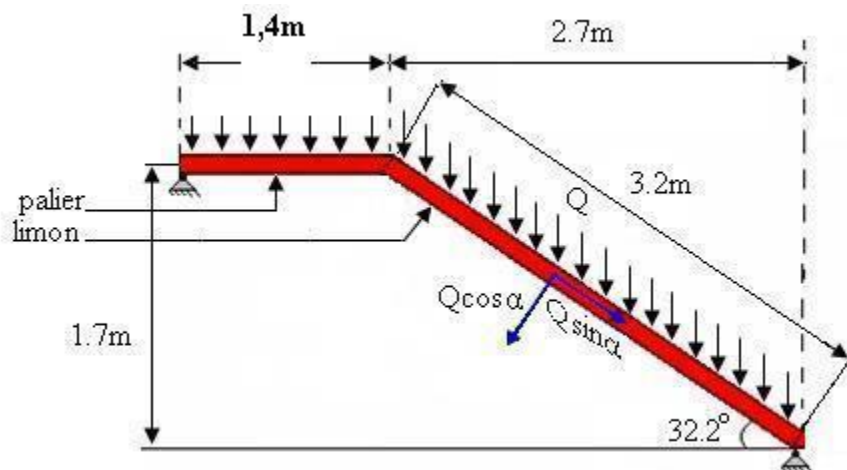
La figure (III.8) représente les éléments porteurs de l'escalier (Palier, Limon) :



**Figure III.9:** Les éléments porteurs de l'escalier

### III.2.5. Etude des limons :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure (III.9) représente la distribution des charges sur un limon.



**Figure III.10 :** Chargement sur le limon



### III.2.5.1. Evaluation des charges

$$\begin{aligned}
 G_{\text{marche}} &= 1,15 \text{ kN/m}^2 \\
 G_{\text{c.marche}} &= 1,15 \text{ kN/m}^2 \\
 G_{\text{corniere}} \times 2 &= 0,0484 \text{ kN/m} \\
 \text{Poids du garde-corps} &= 0,3 \text{ kN/m} \\
 Q \text{ (surcharge d'exploitation)} &= 2,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

### III.2.5.2. Pré dimensionnement de limon

$$q_s = \left[ (1,15 + 1,15) \times \frac{1,2}{2} + 0,0484 + 0,3 \right] + 2,5 \times \frac{1,2}{2} = 3,23 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{348 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$\text{Avec } L = 1400 + 2700 = 4100 \text{ mm}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 3,23 \times 4100}{384 \times 210000} = 414 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un UAP 130 caractérisé par :

**Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l'UAP130**

| A<br>(cm <sup>2</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | W <sub>ely</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | W <sub>ply</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | i <sub>y</sub><br>(mm) | i <sub>z</sub><br>(mm) | h<br>(mm) | b<br>(mm) | A <sub>vz</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | P<br>(kg/m) |
|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|-----------|---------------------------------------|-------------|
| 17,5                    | 459,5                                | 70,7                                   | 83,51                                  | 51,3                   | 17,1                   | 130       | 55        | 7,2                                   | 13,74       |

### III.2.5.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$Q_u = 1,35 (2,3 \times 0,6 + 0,134 + 0,0484 + 0,3) + 1,5 (2,5 \times 0,6) = 4,76 \text{ kN/m}$$

$$Q_s = (2,3 \times 0,6 + 0,0484 + 0,3 + 0,134) + (2,5 \times 0,6) = 3,36 \text{ kN/m}$$

#### • Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{348 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 3,36 \times 3200^4}{348 \times 210000 \times 459,5 \times 10^4} = 5,24 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{3200}{300} = 10,66 \text{ mm}$$

$$f < f_{\text{adm}} \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{4,76 \times 3,2^2}{8} = 6,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ely}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 70,7 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 15,10 \text{ KN.m} > M_{sd}$$

(Condition vérifiée)

$$N_{sd} = q_u \times L = 4,76 \times 3,2 = 15,23 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 17,5 \times 10^2}{1,1} \times 10^{-3} = 373,86 \text{ KN} > N_{sd}$$

(Condition vérifiée)

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{4,76 \times 3,2}{2} = 7,61 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 7,2 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 88,87 \text{ KN} > V_{sd}$$

(Condition vérifiée)

On a :  $V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow$  pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Le calcul du limon se conduit en flexion simple par rapport à l'axe Y-Y. L'effort normal  $N_{sd}$  est très faible devant l'effort normal résistant  $N_{Rd}$  et il n'y a pas de risque de flambement car la présence de marches empêche tout risque de flambement.  $M_{sd} \leq M_{Rd}$

### III.2.6. Etude du palier de repos

#### III.2.6.1. Evaluation des charges

|                              |                                 |
|------------------------------|---------------------------------|
| Revêtement (e=2 cm).....     | = 0,4 kN/m <sup>2</sup>         |
| Mortier de pose (e=2cm)..... | = 0,36 kN/m <sup>2</sup>        |
| Dalle en béton (e=8cm).....  | = 2 kN/m <sup>2</sup>           |
| Tôle striée (e= 0,5cm).....  | = 0,39 kN/m <sup>2</sup>        |
|                              | <b>G= 3,15 kN/m<sup>2</sup></b> |
|                              | <b>Q= 2,5kN/m<sup>2</sup></b>   |

#### III.2.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :

La figure III.10 représente schéma statique de la poutre palière :

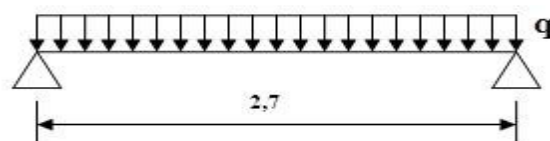


Figure III.11: Schéma statique de la poutre palière.



$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 7,46 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 94,23 \text{ kN} > V_{sd}$$

(Condition vérifiée)

#### III.2.6.4. Pré dimensionnement de la console :

La figure (III.11) montre schéma statique d'une console :

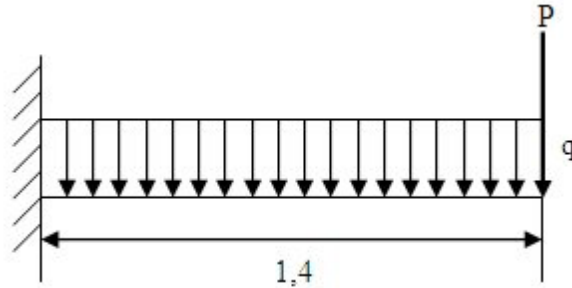


Figure III.12: Schéma statique de la console.

Les charges revenant sur la console sont :

Charge des cloisons..... =  $3,32 \times 1,7 = 5,64 \text{ kN/m}$

Charge revenant du palier .....  $G = 3,15 \times 1,35 = 4,25 \text{ kN/m}$

$Q = 2,5 \times 1,35 = 3,37 \text{ kN/m}$

$$q_s = 5,64 + 4,25 + 3,37 = 13,26 \text{ kN/m}$$

P : réaction de la poutre palière

$$P = \frac{G_p \times L}{2} \quad (\text{III. 26})$$

$$P = \frac{0,129 \times 2,7}{2} = 0,17 \text{ kN}$$

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \left( \frac{q_s \times L^3}{8 \times E} + \frac{P \times L^2}{3 \times E} \right) \times 300$$

$$I_y \geq \left( \frac{13,26 \times 1400^3}{8 \times 210000} + \frac{0,17 \times 10^3 \times 1400^2}{3 \times 210000} \right) \times 300 \Rightarrow I_y \geq 665,6 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE160 caractérisé par :

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques du profilé IPE160.

| A<br>(cm <sup>2</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | W <sub>ply</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | t <sub>f</sub><br>(mm) | t <sub>w</sub><br>(mm) | h<br>(mm) | b<br>(mm) | A <sub>vz</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | P<br>(kg/m) |
|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|-----------|---------------------------------------|-------------|
| 20,1                    | 869,3                                | 123,9                                  | 7,4                    | 5                      | 160       | 82        | 9,66                                  | 15,8        |

### III.2.6.5. Vérification en tenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + 5,64 + 4,25) + 1,5 \times 3,37 = 18,62 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times 0,17 = 0,23 \text{ kN}$$

$$q_s = (0,158 + 5,64 + 4,25) + 3,37 = 13,42 \text{ kN/m}$$

$$P_s = 0,17 \text{ Kn}$$

- **Critère de flèche**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I_y}$$

$$f = \frac{13,42 \times 1400^4}{8 \times 210000 \times 869,3 \times 10^4} + \frac{0,17 \times 1400^3}{3 \times 210000 \times 869,3 \times 10^4} = 3,53 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 13,42 \times 1300^3}{384 \times 210000} = 87,13 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + P_u \times L = \frac{18,62 \times 1,4^2}{8} + 0,23 \times 1,4 = 4,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 123,9 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 26,46 \text{ KN.m} > M_{sd}$$

(Condition vérifiée)

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = q_u \times L + P_u = 18,62 \times 1,4 + 0,23 = 26,3 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 9,66 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 119,15 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \text{ (condition vérifiée)}$$

➤ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

# Chapitre **IV** : Dimensionnement des Éléments Structuraux

## **IV.1. Introduction**

Chaque structure doit résister aux différentes charges et surcharges appliquées et aux différentes combinaisons, pour cela on doit effectuer un prédimensionnement des éléments porteurs et qui doivent être vérifiés par la suite. Le prédimensionnement se fait sous la combinaison de charges à l'état de service et les vérifications sous la combinaison à l'état limite ultime.

## **IV.2. Classification des sections :**

Quatre classes de sections transversales sont définies :

### **Classe 1 :**

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

### **Classe 2 :**

Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

### **Classe 3 :**

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

### **Classe 4 :**

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

## **IV.3. Principes de calcul :**

### **IV.3.1. Vérification de la condition de flèche :**

$$f \leq f_{\max}$$

### **IV.3.2. Vérification de la condition de résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

### **IV.3.3. Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

### **IV.3.4. Coefficients partiels de sécurité :**

Le coefficient partiel de sécurité doit être pris égal aux valeurs suivantes :

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

### IV.3.5. Valeurs limites des flèches :

Les valeurs limites des flèches sont données dans le tableau IV.1 suivant.

**Tableau IV.1 : Valeurs limites des flèches**

| Conditions                                                                                                                | $\delta_{V,max}$ (Flèche dans l'état final) |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|
| Toitures en général                                                                                                       | L/200                                       |
| Toiture supportant des personnels<br>Autres que les personnels d'entretien                                                | L/250                                       |
| Planchers en général                                                                                                      | L/250                                       |
| Planchers et toitures supportant des cloisons<br>en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides                     | L/250                                       |
| Planchers supportant des poteaux (à moins<br>que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime | L/400                                       |

## IV.4. Charges et surcharges

### IV.4.1. Evaluation des charges :

Mortier Baard grillage sur toute la surface (e=4 cm) .....=0,72 kN/m<sup>2</sup>  
 Protection gravillons (e=2 cm) ..... =0,34 kN/m<sup>2</sup>  
 Forme de pente (1,5%) (e=10cm) ..... =1,80 kN/m<sup>2</sup>  
 Mortier Baard (e=2 cm) ..... =0,36 kN/m<sup>2</sup>  
 Plancher à corps creux (16+4) (e=20 cm) ..... =2,85 kN/m<sup>2</sup>  
 Enduit au ciment →0.18KN/m2 pour 1cm (e=1,5cm) ..... =0,27 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 6,34 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

### IV.4.2. Etage courant

Revêtement en carrelage (e=2 cm)..... = 0,4 kN/m<sup>2</sup>  
 Mortier de pose (e=2cm).....= 0,36 kN/m<sup>2</sup>  
 Lit de sable (e=2cm).....= 0,32 kN/m<sup>2</sup>  
 Dalle en béton (e=12cm).....= 3 kN/m<sup>2</sup>  
 Tôle profile (TN40)..... = 0,11 kN/m<sup>2</sup>  
 Enduit plâtre (e=1cm).....= 0,1 kN/m<sup>2</sup>  
 Cloison légers (e=10cm).....= 0,75 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 5,04 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$



#### IV.4.3. Cloisons extérieures

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses de 10 cm en double cloisons.

Enduit extérieure (enduit en mortier de liant hydraulique) ..... =  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

Briques creuse..... =  $18 \times 0,2 = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Couche de plâtre..... =  $10 \times 0,02 = 0,2 \text{ kN/m}^2$

$$G = 4,16 \text{ kN/m}^2$$

Avec 10% d'ouvertures :  $G = 4,16 \times 0,9 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

#### IV.5. Prédimensionnement des solives

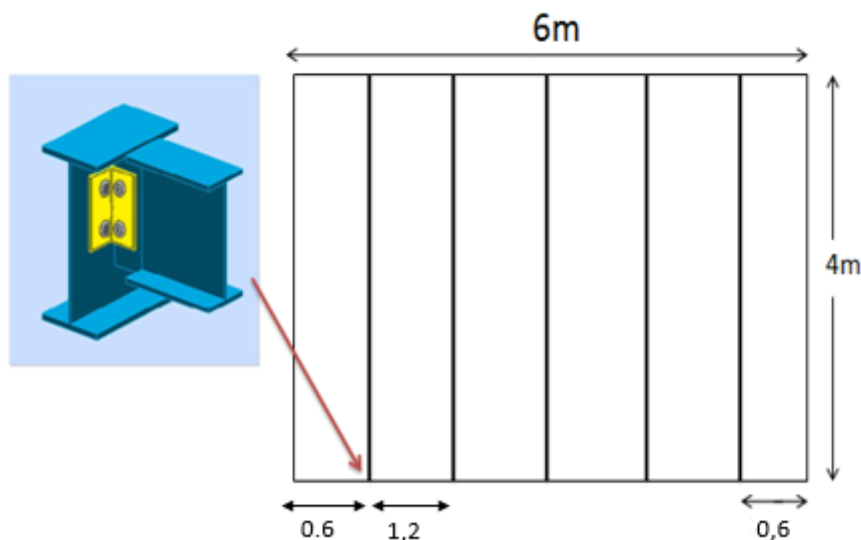
Les poutres solives sont des poutrelles (IPE, IPN) travaillant en flexion sous l'effet des charges et surcharges verticales.

Les solives sont prédimensionnées au stade de montage. Leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7\text{m} \leq L_a \leq 1,5\text{m}$$

Donc on prend  $L_a = 1,2\text{m}$

La figure IV.1 montre le sens des solives et l'assemblage des solives avec les poutres principales



**Figure IV.1 :** *Schéma d'une trame la plus sollicitée ; détail d'assemblage solive-poutre principale*

Les solives sont caractérisées par :

Portée :  $L = 4\text{m}$

Distance entre axes :  $L_a = 1,2 \text{ m}$ .

##### IV.5.1. Charges et surcharges

Béton frais ..... =  $25 \times 0,12 \times 1,2 = 3,6 \text{ kN/ml}$

Tôle profilé..... =  $0,11 \times 1,2 = 0,132 \text{ kN/ml}$

Q (chantier)..... =  $1 \times 1,2 = 1,2 \text{ kN/ml}$

$$G = 4,93 \text{ kN/ml}$$

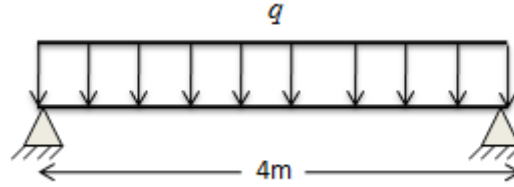
$$Q = 1,2 \text{ kN/ml}$$

- **Combinaison d'action**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,93 + 1,5 \times 1,2 = 8,45 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 6,13 \text{ kN/ml}$

La figure IV.2 représente le schéma statique de la solive



**Figure IV.2 : Schéma statique de la solive**

#### IV.5.2. Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 6,13 \times 400^3}{384 \times 2100000} = 608,13 \text{ cm}^4$$

Les caractéristiques de L'IPE 160 sont présentées sur le tableau IV.2 suivants

**Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé IPE160.**

| A<br>(cm <sup>2</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | W <sub>ply</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | t <sub>f</sub><br>(mm) | t <sub>w</sub><br>(mm) | h<br>(mm) | b<br>(mm) | Avz<br>(cm <sup>2</sup> ) | P<br>(kg/m) |
|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|-----------|---------------------------|-------------|
| 20,1                    | 869,3                                | 123,9                                  | 7,4                    | 5                      | 160       | 82        | 9,66                      | 15,8        |

#### IV.5.3. Classification de la section

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversale en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique) selon la capacité de rotation de la section et de voilement local éventuel, on définit la classe la section comme suit :

- Classification de la semelle

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (IV.1)$$

- Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{82}{2} = 41 \text{ mm} \quad (IV.2)$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{41}{7,4} = 5,54 < 10\varepsilon \quad (IV.3)$$

Donc la semelle est de classe 1

- Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127}{5,3} = 23,96 < 72\varepsilon \quad (\text{IV. 4})$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1, le calcul sera mené en plasticité.

#### **IV.5.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé**

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 8,66 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 6,29 \text{ kN/ml}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 6,29 \times 4000^4}{384 \times 210000 \times 869,3 \times 10^4} = 11,48 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{8,66 \times 4^2}{8} = 17,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 123,9 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 26,47 \text{ KN.m} > M_{sd} 17,32 \text{ kN.m}$$

*(Condition vérifiée)*

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{8,66 \times 4}{2} = 17,32 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{VZ}}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 9,66 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 119,15 \text{ kN} > V_{sd} = 17,32 \text{ kN}$$

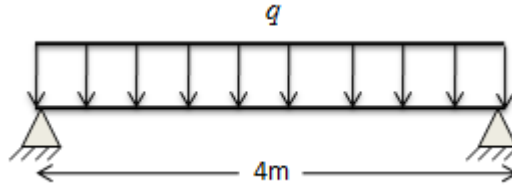
*(Condition vérifiée)*

On a :  $V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow$  pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

## IV.6. Prédimensionnement des poutres secondaires

### IV.6.1. Plancher terrasse

La figure IV.3 montre le schéma statique de la poutre secondaire



**Figure IV.3 :** Schéma statique de la poutre secondaire.

L'entre axe entre les solives et les poutres secondaires  $L_a = 1,2$  m

Le tableau IV.3 représente les charges surfaciques et linéaires d'exploitation pour le plancher terrasse.

**Tableau IV.3 :** Charges et surcharges d'exploitation pour plancher terrasse.

| Charges surfaciques (kN/m <sup>2</sup> ) | Charges linéaires (kN/ml) |
|------------------------------------------|---------------------------|
| G = 6,34                                 | G = 7,61                  |
| Q = 1                                    | Q = 1,2                   |
| S = 0,19                                 | S = 0,23                  |

Avec :

G : charge permanente du plancher terrasse.

Q : charge d'exploitation sur le plancher terrasse.

S : la charge de la neige.

- Combinaison d'action

ELU

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 12,07 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 12,20 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u2} = 12,20 \text{ kN/ml.}$$

ELS

$$q_{s1} = G + \max(Q; S) = 8,81 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 8,90 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s2} = 8,90 \text{ kN/ml}$$

#### IV.6.1.1. Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 8,90 \times 4000^3}{384 \times 210000} = 882,936 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE180 dont les caractéristiques sont données dans le tableau IV.4 suivants

**Tableau IV.4 : Caractéristiques du profilé IPE180.**

| A<br>(cm <sup>2</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | W <sub>ely</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | W <sub>ply</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | t <sub>f</sub><br>(mm) | t <sub>w</sub><br>(mm) | h<br>(mm) | b<br>(mm) | A <sub>vz</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | P<br>(kg/m) |
|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|-----------|---------------------------------------|-------------|
| 23,9                    | 1317                                 | 146,3                                  | 166,4                                  | 8                      | 5,3                    | 180       | 91        | 11,25                                 | 18,8        |

#### IV.6.1.2 Classification de la section

- Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{91}{2} = 45,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45,5}{8} = 5,68 < 10\epsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55 < 72\epsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1, le calcul sera mené en plasticité.

#### IV.6.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 12,33 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 9 \text{ KN/ml}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 9 \times 4000^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} = 10,85 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{12,33 \times 4^2}{8} = 24,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 146,3 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 31,25 \text{ kN.m} > M_{sd} = 24,66 \text{ kN.m}$$

(Condition vérifiée)

• **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{12,33 \times 4}{2} = 24,66 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 11,25 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 138,76 \text{ kN} > V_{sd} = 24,66 \text{ kN}$$

*(Condition vérifiée)*

On a :  $V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow$  pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**IV.6.2. Etage courant**

Le tableau IV.5 représente les charges surfacique et linéaire d'exploitation pour l'étage courant.

**Tableau IV.5 : Charges et surcharges d'exploitation.**

| Charge surfacique (kN/m <sup>2</sup> ) | Charges linéaire (kN/ml) |
|----------------------------------------|--------------------------|
| G = 5,04                               | G=6,05                   |
| Q= 1,5                                 | Q= 1,8                   |

• **Combinaison d'action**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 10,87 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 7,85 \text{ kN/ml}$

**IV.6.2.1. Dimensionnement du profilé**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 7,85 \times 4000^3}{384 \times 210000} = 934,52 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE180 caractérisée par le tableau IV.4

**IV.6.2.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé**

$q_u = 1,35(G + G_p) + 1,5Q = 9,75 \text{ kN/ml}$

$q_s = (G + G_p) + Q = 7,03 \text{ kN/ml}$

• **Critère de flèche**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 7,03 \times 4000^4}{384 \times 210000 \times 1317 \times 10^4} = 8,47 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4000}{300} = 13,33 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$  (Condition vérifiée)

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,75 \times 4^2}{8} = 19,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 166,4 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 35,55 \text{ kN.m} > M_{sd}$$

*(Condition vérifiée)*

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{9,75 \times 4}{2} = 19,5 \text{ kN}$$

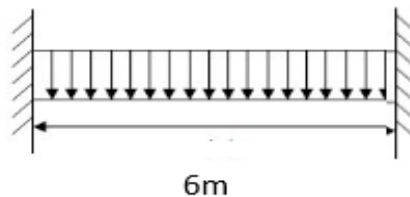
$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 11,25 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 138,76 \text{ kN} > V_{sd}$$

*(Condition vérifiée)*

On a :  $V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow$  pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

### IV.7. Prédimensionnement des poutres principales (sans connexion)

La figure IV.4 montre le schéma statique de la poutre principale :



**Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre principale**

#### IV.7.1. Plancher terrasse

La portée de la poutre principale est  $L = 6 \text{ m}$

La surface de chargement de la poutre principale  $(4 \times 6) \text{ m}^2$ .

Le tableau IV.6 représente les charges surfaciques et linéaires pour le plancher terrasse.

**Tableau IV.6 : Charges et surcharges pour le plancher terrasse.**

| Chargement                                  | Charge linéaire (kN/ml)                                     |
|---------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| $G_{\text{plancher}} = 6,34 \text{ kN/m}^2$ | $G_p = 6,34 \times 4 = 25,36 \text{ kN/ml}$                 |
| $G_{\text{solive}} = 0,158 \text{ kN/m}$    | $G_s = 5 \times (0,158 \times 4) / 6 = 0,527 \text{ kN/ml}$ |
| $Q = 1 \text{ kN/m}^2$                      | $Q = 1 \times 4 = 4 \text{ kN/ml}$                          |
| $S = 0,192$                                 | $S = 0,77 \text{ kN/ml}$                                    |

• **Combinaisons d'actions**

**ELU :**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \times \max(Q, S) = 40,24 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 40,68 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_{u2} = 40,68 \text{ kN/ml}$$

**ELS:**

$$q_{s1} = G + \max(Q, S) = 29,36 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 29,65 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_{s2} = 29,65 \text{ kN/ml}$$

**IV.7.1.1. Dimensionnement du profil**

$$f_{\max} = f_{\left(\frac{L}{2}\right)} = \frac{q_s \times L^4}{384 \times EI}$$

$$I_y \geq \frac{29,65 \times 6000^4}{384 \times 210000} \times 24 = 9927,455 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE 330 dont les caractéristiques géométriques sont données dans le tableau IV.7 ci-dessous :

**Tableau IV.7:** *Caractéristiques du profilé.*

| A<br>(cm <sup>2</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | W <sub>ely</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | W <sub>ply</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | t <sub>f</sub><br>(mm) | t <sub>w</sub><br>(mm) | h<br>(mm) | b<br>(mm) | Av <sub>z</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | P<br>(kg/m) |
|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|-----------|---------------------------------------|-------------|
| 62,60                   | 11766,69                             | 713,1                                  | 804,3                                  | 11,5                   | 7,5                    | 330       | 160       | 30,81                                 | 49,1        |

**IV.7.1.2. Classification de la section**

- Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{160}{2} = 80$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{80}{11,5} = 6,956 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1, le calcul sera mené en plasticité.



#### IV.7.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5Q = 40,91 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 29,86 \text{ kN/ml}$$

- **Critère de flèche**

$$f = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{29,86 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 11766,9 \times 10^4} = 4,09 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{250} = 24$$

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{40,91 \times 6^2}{8} = 184,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 804,3 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 171,8 \text{ KN.m} < M_{sd}$$

$M_{sd} = 184,10 \text{ kN.m} > M_{Rd} = 171,8 \text{ kN.m}$  ..... (Condition vérifiée)

Le critère de résistance n'est pas vérifié pour l'IPE330, alors il faut augmenter la section, donc on adopte un IPE360.

- **Vérification du critère de résistance de l'IPE360.**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{40,91 \times 6^2}{8} = 184,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 1019,1 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 217,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 184,10 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 217,72 \text{ kN.m} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{40,91 \times 6}{2} = 122,73 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 35,1 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1,1 \times \sqrt{3}} = 432,93 \text{ KN} > V_{sd} = 122,73 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée)

$$V_{sd} < 0,5V_{Rd} = 216,47 \text{ kN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Le Déversement : elle ne risque pas de se déverser d'où là non nécessiter de la vérifier au déversement.

### IV.7.2. Plancher étage courant

La portée de la poutre principale  $L = 6$  m et la distance entre axes des poutres est  $l = 4$  m. Le tableau IV.8 représente les charges surfacique et linéaire d'exploitation pour l'étage courant.

**Tableau IV.8 : Charges et surcharges d'exploitation**

| Chargement                                  | Charge linéaire (kN/ml)                                   |
|---------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| $G_{\text{plancher}} = 5,04 \text{ kN/m}^2$ | $G_p = 5,04 \times 4 = 20,16 \text{ kN/m}^2$              |
| $G_{\text{solives}} = 0,158 \text{ kN/m}$   | $G_s = 5 \times (0,158 \times 4) / 6 = 0,53 \text{ kN/m}$ |
| $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$                    | $Q = 1,5 \times 4 = 6 \text{ kN/m}^2$                     |

- Combinaison d'action**

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 36,93 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 26,69 \text{ kN/ml}$

#### IV.7.2.1. Dimensionnement du profil

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 26,69 \times 6000^3}{384 \times 210000} = 8936,38 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE330 (tableau IV.9) :

**Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé IPE330**

| A<br>(cm <sup>2</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | W <sub>ely</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | W <sub>ply</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | t <sub>f</sub><br>(mm) | t <sub>w</sub><br>(mm) | h<br>(mm) | b<br>(mm) | A <sub>vz</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | P<br>(kg/m) |
|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|-----------|---------------------------------------|-------------|
| 62,6                    | 11770                                | 713,1                                  | 804,3                                  | 11,5                   | 7,5                    | 330       | 160       | 30,81                                 | 49,1        |

#### IV.7.2.2. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

ELU :  $q_u = 1,35(G + G_p) + 1,5Q = 37,59 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_s = (G + G_p) + Q = 27,18 \text{ kN/ml}$

- Critère de flèche**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 27,18 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 11770 \times 10^4} = 18,55 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$  (Condition vérifiée)

- **Critère de résistance**

L'IPE 330 est de classe 1 :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{37,59 \times 6^2}{8} = 169,155 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 804,3 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 171,83 \text{ KN.m} > M_{sd}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{37,59 \times 6}{2} = 112,77 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{30,81 \times 10^2 \times 10^{-3} \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 380,02 \text{ KN} > V_{sd}$$

(Condition vérifiée)

$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} = 190,01 \text{ kN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**Conclusion :** D'après les résultats du dimensionnement, on a adopté les sections données dans le tableau IV.10 :

**Tableau IV.10 :** Les différentes sections adoptées.

|                   | Solives | Poutres secondaires | Poutre principales |
|-------------------|---------|---------------------|--------------------|
| Plancher terrasse | IPE 160 | IPE 180             | IPE 360            |
| Etages courants   | IPE 160 | IPE 180             | IPE 330            |

## IV.8. Dimensionnement des poteaux

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z). On adopte pour section des poteaux de tous les niveaux un HEB360 sur lequel les vérifications nécessaires seront établies après le calcul des efforts dans la structure.

# **Chapitre V :**

## **Etude du Plancher**

### **Mixte (Acier, Béton)**

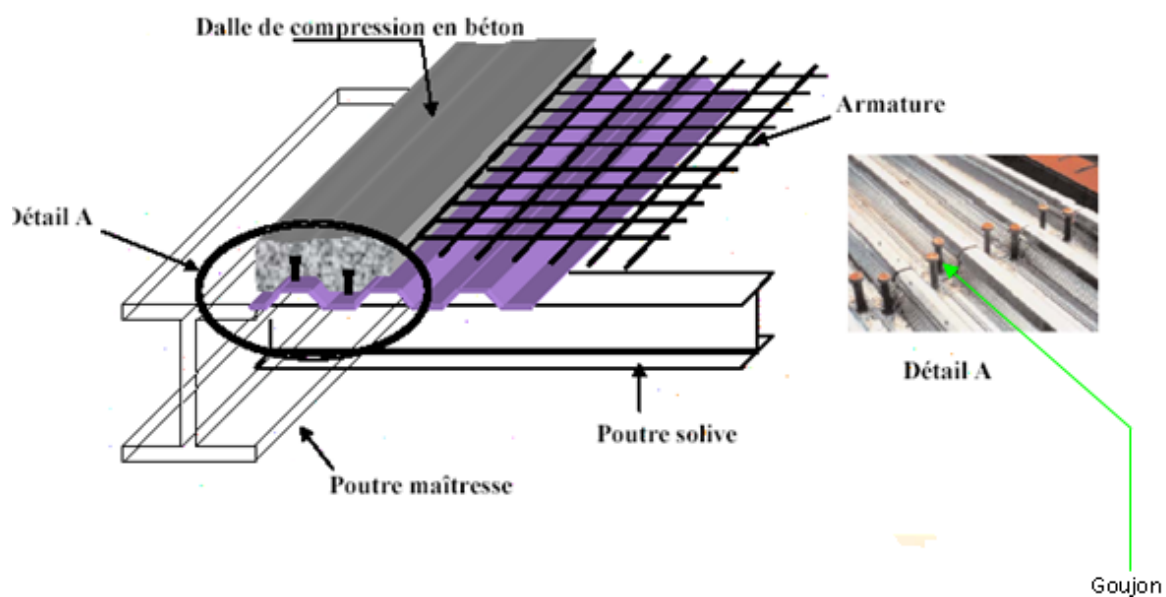
### V.1.introduction

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier au béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de natures différentes, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement.
- Le béton peut empêcher ce voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre en acier et le béton de la dalle.

La figure V.1 montre les composants du plancher mixte.



**Figure V. 1 :** Schéma des composants du plancher mixte.

## V.2. Dispositions constructives selon l'EC04 [7]

L'Eurocode 4 recommande les dispositions constructives suivantes :

- $h_t \geq 80$  mm Avec  $h_t$  : l'épaisseur totale de la dalle mixte.
- $h_c \geq 40$  mm Avec  $h_c$  : l'épaisseur du béton au-dessus de la surface plane principale 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 généralement compris entre 0,7 m et 1,5 m.

En adoptant un écartement de 1,2 m, celle-ci sont isostatiques.

## V.3. Vérification des solives « IPE 160 » 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 travaillent solidairement. L'IPE 160 est de classe 1, les vérifications seront menées par une analyse plastique.

### V.3.1. Evaluation des charges sur la solive

La figure V.2 montre le schéma statique de la solive

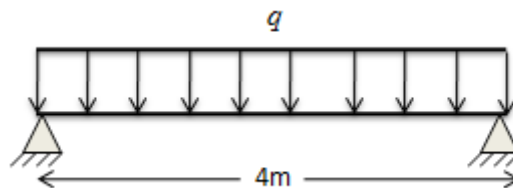


Figure V.2. Schéma statique de la solive.

#### • Plancher terrasse

$$G_{\text{solive}} = 0,158 \text{ kN/ml}$$

$$G = (6,54 \times 1,2) + 0,158 = 8 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ kN/ml}$$

$$S = 0,19 \times 1,2 = 0,23 \text{ kN/ml}$$

#### ○ ELU

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 12,6 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 12,73 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u2} = 12,73 \text{ kN/ml}$$

#### ○ ELS

$$q_{s1} = G + \max(Q; S) = 9,2 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 9,28 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s2} = 9,28 \text{ kN/ml}$$

- **Etage courant**

$$G = (5,04 \times 1,2) + 0,158 = 6,21 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ kN/ml}$$

- ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,08 \text{ kN/ml}$$

- ELS

$$q_s = G + Q = 8,01 \text{ kN/ml}$$

- **Remarque :** étant donné que les combinaisons de charge sur le plancher terrasse, et plus défavorable que celle de l'étage courant. Et le même profilé adopté comme solive, donc les vérifications seront menées uniquement pour le plancher terrasse.

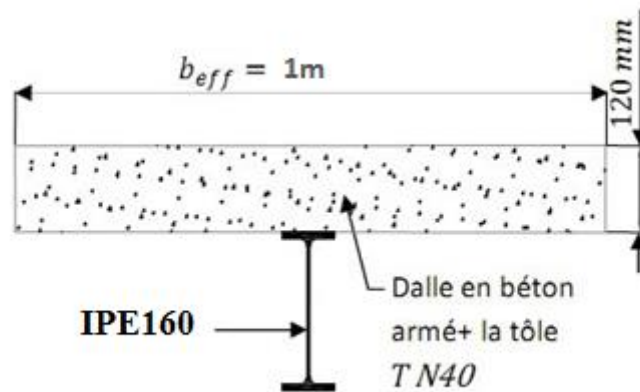
### V.3.1.1. Largeur de la dalle participante ( $b_{eff}$ )

Selon l'EC04 [7] :

$$b_{eff} = 2 \times \min\left(\frac{L_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right) \quad (V.1)$$

$$b_{eff} = 2 \times \min\left(\frac{4}{8}, \frac{1,2}{2}\right) = 1 \text{ m}$$

La figure V.3 représente la largeur de la dalle participante



**Figure V.3:** Largeur de la dalle participante.

### V.3.1.2. Calcul de la section mixte

La figure V.4 montre les dimensions des éléments de la section mixte (acier, béton)

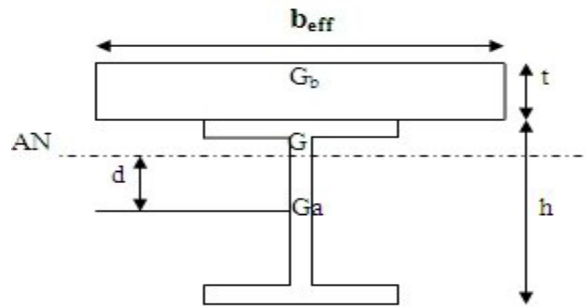


Figure V.4: Section mixte (acier, béton).

$$S = A + \left( \frac{b \times t}{n} \right) \quad (V.2)$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t + h}{2S} \right) \quad (V.3)$$

$$V_i = \left( \frac{h}{2} + d \right) \quad (V.4)$$

$$V_s = \left( \frac{h}{2} + t - d \right) \quad (V.5)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{t + h}{2} - d \right)^2 \quad (V.6)$$

Avec :

$b = b_{eff}$  : 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.

$V_i$  : position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

$V_s$  : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$I_m$  : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

$$S = 2010 + \left( \frac{1000 \times 120}{15} \right) = 10010 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{1000 \times 120}{15} \left( \frac{120 + 160}{2 \times 10010} \right) = 111,89 \text{ mm}$$

Puisque  $d = 111,89 \text{ mm} > h/2 = 80 \text{ mm}$ , alors l'axe neutre élastique se trouve dans la dalle.

$$V_i = \left( \frac{160}{2} + 111,89 \right) = 191,89 \text{ mm}$$



$$V_s = \left( \frac{160}{2} + 120 - 111,89 \right) = 88,11 \text{ mm}$$

$$I_m = 869,3 \times 10^4 + 2010 \times 111,89^2 + \frac{1000 \times 120^3}{180} + \frac{1000 \times 120}{15} \left( \frac{120 + 160}{2} - 111,89 \right)^2$$

$$= 7607,04 \text{ cm}^4$$

• **Vérification de la flèche**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$f = \frac{5 \times 9,28 \times 4000^4}{384 \times 210000 \times 7607,04 \times 10^4} = 1,93 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{4000}{300} = 13,33 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• **Vérification des contraintes**

a. Contrainte dans la poutre acier

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times V_i \quad (\text{Contrainte de traction}) \quad (\text{V. 7})$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (V_s - t) \quad (\text{Contrainte de traction}) \quad (\text{V. 8})$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (\text{Contrainte admissible de l'acier}) \quad (\text{V. 9})$$

b. Contrainte dans la dalle béton

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{nI_m} \times V_s \quad (\text{Compression dans la fibre supérieure}) \quad (\text{V. 10})$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{nI_m} \times (V_s - t) \quad (\text{Traction dans la fibre inférieure}) \quad (\text{V. 11})$$

$$\sigma_{adm} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Contrainte admissible du béton}) \quad (\text{V. 12})$$

Avec :

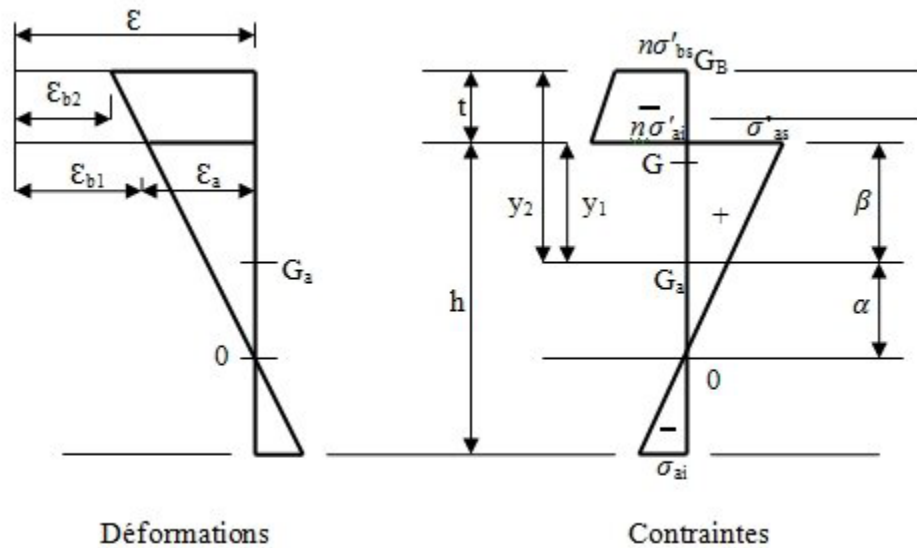
$$M = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{12,73 \times 4^2}{8} = 25,46 \text{ KN.m}$$

Le tableau V.1 représente les valeurs des contraintes de flexion simple

**Tableau V.1:** Valeurs des contraintes de flexion simple (charges extérieures).

|       | $\sigma_{ai}$ (MPa) | $\sigma_{as}$ (MPa) | $\sigma_{bs}$ (MPa) | $\sigma_{bi}$ (MPa) | $\sigma_{adm}$ (MPa) | Observation |
|-------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------|-------------|
| Acier | 64,22               | -10,67 (tr)         |                     |                     | 213,63               | Vérifiée    |
| Béton |                     |                     | 1,96                | -0,71 (tr)          | 14,16                | Vérifiée    |

### V.3.1.3. Contrainte additionnelle dues au retrait du béton



**Figure V.5 :** Diagramme des contraintes dues au retrait.

▪ Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (Raccourcissement  $\epsilon$ ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est Contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes :

$$\beta = \frac{h + t}{2} \quad (\text{distance entre le CDG de l'acier et le CDG du béton}) \quad (V.13)$$

$$\beta = \frac{160 + 120}{2} = 140 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} \quad (\text{distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène}) \quad (V.14)$$

$$\alpha = \frac{869,3 \times 10^4}{2010 \times 140} = 30,9 \text{ mm}$$

$$B = b_{eff} \times t \quad (V.15)$$

$$B = 1000 \times 120 = 120 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{n \times I_A \times A + B \times I_A + B \times A \times \beta^2} \quad (V.16)$$

$$\varepsilon = 2 \times 10^{-4} \text{ (coefficient de retrait)}$$

$$K = \frac{120 \times 10^3 \times 210000 \times 2 \times 10^{-4} \times 140 \times 2010}{15 \times 869,3 \times 10^4 \times 2010 + 120 \times 10^3 \times 869,3 \times 10^4 + 120 \times 10^3 \times 2010 \times 140^2} = 0,235 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha \quad (V.17)$$

$$y_2 = y_1 + t \quad (V.18)$$

$$y_1 = \frac{160}{2} + 30,9 = 110,9 \text{ mm}$$

$$y_2 = 110,9 + 120 = 230,9 \text{ mm}$$

❖ D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma'_a = K \times y_1 \quad (V.19)$$

$$\sigma'_a = 0,235 \times 110,9 = 26,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = K(h - y_1) \quad (V.20)$$

$$\sigma_a = 0,235 (160 - 110,9) = 11,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) \quad (V.21)$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{15} (210000 \times 2 \times 10^{-4} - 0,235 \times 110,9) = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) \quad (V.22)$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{15} (210000 \times 2 \times 10^{-4} - 0,235 \times 230,9) = -0,82 \text{ MPa (Compression)}$$

Le tableau V.2 donne les valeurs des contraintes finales dans la dalle en béton et dans la poutre en acier.

**Tableau V.2:** Valeurs des contraintes finales.

|       | $\sigma_{ai}$ (MPa)            | $\sigma_{as}$ (MPa)               | $\sigma_{bs}$ (MPa)       | $\sigma_{bi}$ (MPa)      | $\sigma_{adm}$ (MPa) | Observation |
|-------|--------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|--------------------------|----------------------|-------------|
| Acier | 64,22<br>+11,54=<br>75,76 (tr) | 26,06 -10,67<br>= 15,39<br>(comp) |                           |                          | 213,63               | Vérifiée    |
| Béton |                                |                                   | 1,96 + 0,82<br>=2,78 (tr) | 0,71+1,06 =<br>1,77 (tr) | 14,16                | Vérifiée    |

#### V.3.1.4. Position de l'axe neutre plastique

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (V.23)$$

$$F_a = 2010 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 429,4 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (V.24)$$

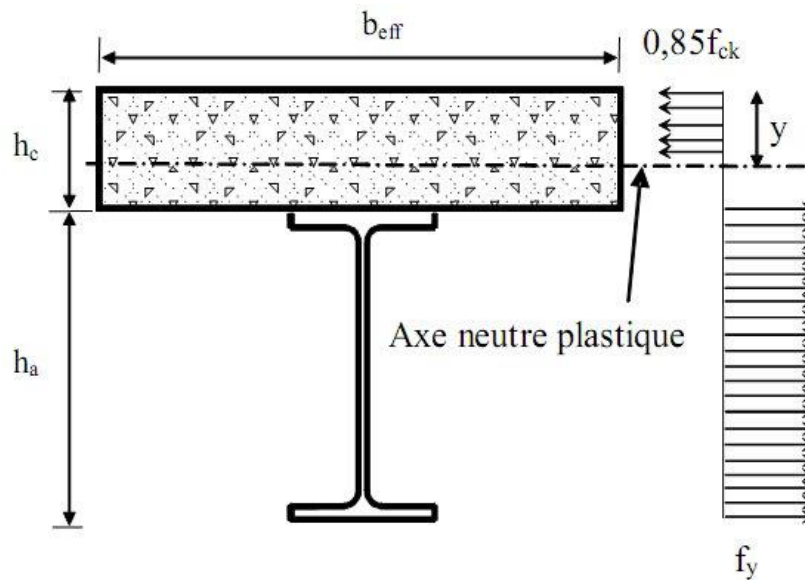
$$F_c = 0,08 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1333,33 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$  Donc: l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle.

$$Z_{\text{anp}} = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (V.25)$$

$$Z_{\text{anp}} = \frac{429,4}{1 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}} = 0,03\text{m} < h_c = 0,08\text{m}$$

La figure V.6 montre l'axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle



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

#### V.3.1.5. Vérification de la résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{12,73 \times 4^2}{8} = 25,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right) \quad (V.26)$$

$$M_{pl,rd} = 429,4 \left( \frac{0,16}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,03}{2} \right) = 79,439 \text{ kN.m} > M_{sd}$$

(Condition vérifiée)

#### V.3.1.6. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{12,73 \times 4}{2} = 25,46 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{9,66 \times 10^2 \times 10^{-3} \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,15 \text{ kN} > 25,46$$

(Condition vérifiée)

$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} = 59,58 \text{ kN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

#### V.3.1.7. Vérification au déversement

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

### V.4 Dimensionnement des connecteurs

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et les solives. Ils doivent être capables de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peuvent être utiles également pour empêcher le glissement entre les deux éléments assemblés comme il est montré dans la figure V.7.

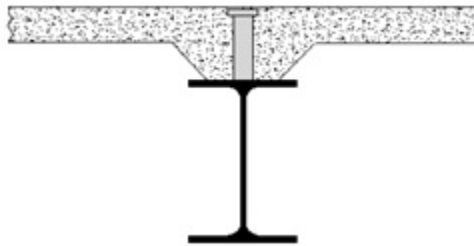


Figure V.7 : Connexion acier-béton.

#### V.4.1. Choix des connecteurs

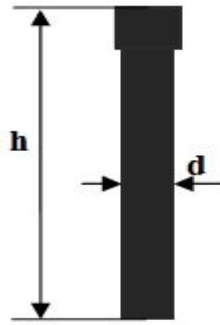
Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée (figure V.8), qui sont des boulons ordinaires de classe 4.6 ayant les dimensions suivantes :

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$d = 18 \text{ mm}$$

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$f_u$  : résistance ultime en traction



FigureV.8 : Goujon-connecteur

#### V.4.2. 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 :

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2}) \quad \text{avec :}$$

$P_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

$P_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0.8 \times f_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad (V.27)$$

$$P_{rd1} = \frac{0.8 \times 400 \times \pi \times 18^2}{4 \times 1.25} = 65144.06 \text{ N}$$

$$P_{rd2} = \frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (V.28)$$

$$P_{rd2} = \frac{0.29 \times 1 \times 18^2 \times \sqrt{25 \times 10^3 \times 31}}{1.25} = 66173.46 \text{ N}$$

$f_u$  : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon ;  $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$ .

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

$$\alpha: \text{facteur de correction} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0.25 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

$h$  : hauteur du goujon

$d$  : diamètre du goujon.

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

( $E_{cm} = 31 \text{ KN/mm}^2$  tiré de tableau 3.2 EC04).

$$\text{On trouve } \begin{cases} P_{rd1} = 65144,06 \text{ N} \\ P_{rd2} = 66173,46 \text{ N} \end{cases} \Rightarrow P_{rd} = 65144,06 \text{ N}$$

#### V.4.3. Dimensionnement de la connexion de la poutre

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{4}{2} = 2\text{m}$$

- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal

$$V_{If} = \min \left( A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; b_{eff} \times 0.85 \times \frac{h_c f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad (V.29)$$

$$V_{If} = \min \left( 2010 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1}; 1 \times 0,85 \frac{0.08 \times 25 \times 10^3}{1,5} \right)$$

$$\Rightarrow V_{If} = 429,4\text{KN}$$

- Le nombre de goujons

$$N_f = \frac{V_{If}}{P_{rd}} = \frac{429400}{65144,06} = 6,59 \approx 7 \text{goujons}$$

- L'espacement des goujons

Soit  $N=7$  goujons sur la demi-longueur ( $L_{cr}$ ) de la solive, c'est-à-dire 14 goujons sur la longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{7}{6.59} = 1,06 > 0.4 \text{ (condition vérifiée; EC4; art 6.2)}$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{2}{7} = 0,286$$

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

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

$e = 286 \text{ mm} < 720 \text{ mm}$  (condition vérifiée).

#### V.4.3.1. Vérification de la soudure du goujon

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d + 2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1.25} \quad (V.30)$$

$a$  : Cordon de la soudure (4 mm).

$$\beta_w = 0,8$$

Donc :  $=75454,05 \text{ N} > P_{rd} = 65144,06 \text{ N}$  (condition vérifiée).

### V.5. Ferrailage de la dalle du 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.

#### V.5.1. Combinaison d'action

- **Plancher terrasse**

$$G=6.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q=1 \text{ kN/m}^2$$

$$S=0.192 \text{ kN/m}^2$$

- ELU :

$$q_{u1}=1,35G + 1,5 \times \max (Q, S) = 10,33 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u2}=1,35G + 1,35(Q + S) = 10,44 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_u = \max (q_{u1} , q_{u2} ) \Rightarrow q_{u2}=10,44 \text{ kN/ml}$$

- ELS:

$$q_{s1}=G + \max (Q, S) = 7,54 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2}=G + 0.9 (Q + S) = 7,61 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow q_s = \max (q_{s1} , q_{s2} ) \Rightarrow q_{s2}=7,61 \text{ kN/ml}$$



- **Plancher étage courant**

$$G = 5,04 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,054 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6,54 \text{ kN/m}^2$$

Remarque : nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

$$q_u = 10,44 \text{ kN/m}^2$$

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

$$L_y = 4 \text{ m}$$

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

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,25 < 0,4$$

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

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{10,44 \times 1}{8} = 1,305 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,75 \times M_0 = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,5 \times M_0 = 0,65 \text{ kN.m}$$

### V.5.2. Calcul des armatures

- **Armature en travée**

$$M_t = 0,97 \text{ kN.m ; } b = 1 \text{ m ; } h = 8 \text{ cm ; } d' = 2 \text{ cm} \Rightarrow d = 6 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,97}{1 \times 0,0036 \times 14200} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,022$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,06 \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,059 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0,46 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (V.31)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.724 \text{cm}^2$$

$$A = \min(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A = 0.72 \text{cm}^2$$

On choisit : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>

$$\text{Donc : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{cm}^2$$

$$A_r = A_{\min} = 0.72 \text{cm}^2$$

On choisit : 4HA6=1.13cm<sup>2</sup>

- Armature en appuis

$$M_a = 0,65 \text{ KN.m ; } b=1\text{m ; } h=8\text{cm ; } d'=2\text{cm} \Rightarrow d=6\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,65}{1 \times 0.0036 \times 14200} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.016$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.06 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 0,31 \text{cm}^2$$

On choisit : 4HA8=2.01cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 0.7cm<sup>2</sup>

### V.5.3. Vérification de la dalle

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10,44 \times 1}{2} = 5,22 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{5,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,06} = 0,087 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} > \tau_u \text{ (condition vérifiée)}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 7,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Moment isostatique } M_0 = \frac{q_s \times L_x^2}{8} = \frac{7,61 \times 1}{8} = 0,95 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,75 \times M_0 = 0,71 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0,5 \times M_0 = 0,48 \text{ kN.m}$$

❖ **En travée**

$$M_t = 0,71 \text{ kN.m}; A = 2,01 \text{ cm}^2; b = 1 \text{ m}; d = 0,06 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15 \times A \times y) - (15 \times A \times d) \quad (V.32)$$

$$\frac{1}{2} \times y^2 + (15 \times 2,01 \times y) - (15 \times 2,01 \times 0,06) \Rightarrow y = 0,016 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \quad (V.33)$$

$$I = \frac{1}{3} \times 0,016^3 + 15 \times 2,01 \times (0,06 - 0,016)^2 \Rightarrow I = 7,2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = 1,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (V.34)$$

❖ **En appuis**

$$M_a = 0,48 \text{ kN.m}; A = 2,01 \text{ cm}^2; b = 1 \text{ m}; d = 0,06 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + (15 \times A \times y) - (15 \times A \times d) \Rightarrow y = 0,016 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 7,2 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = 1,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{3}{80}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$1) \frac{8}{100} \geq \frac{0.71}{20 \times 0.95} \Rightarrow 0.08 > 0.037 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$2) \frac{8}{100} \geq \frac{3}{80} \Rightarrow 0.08 > 0.037 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$3) \frac{2.01}{100 \times 6} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.0033 \leq 0.005 \rightarrow \text{vérifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'étude et le dimensionnement d'un plancher mixte acier-béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories c'est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Étant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison « connecteurs » capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

A travers cette étude nous avons montré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8cm posé sur des solives IPE160, supporte les charges appliquées au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 18 mm, espacés de 28 cm entre eux.

# Chapitre VI : Vérification de l'Ossature

## **VI.1. Introduction**

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée

- Tant globalement, au niveau de la structure.
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Et pour cela on va étudier dans ce chapitre le type de comportement caractéristique, dénommé phénomène d'instabilité qui est :

**Le flambement :** Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort  $N$  que l'on augmente progressivement, on observe que quand  $N$  atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

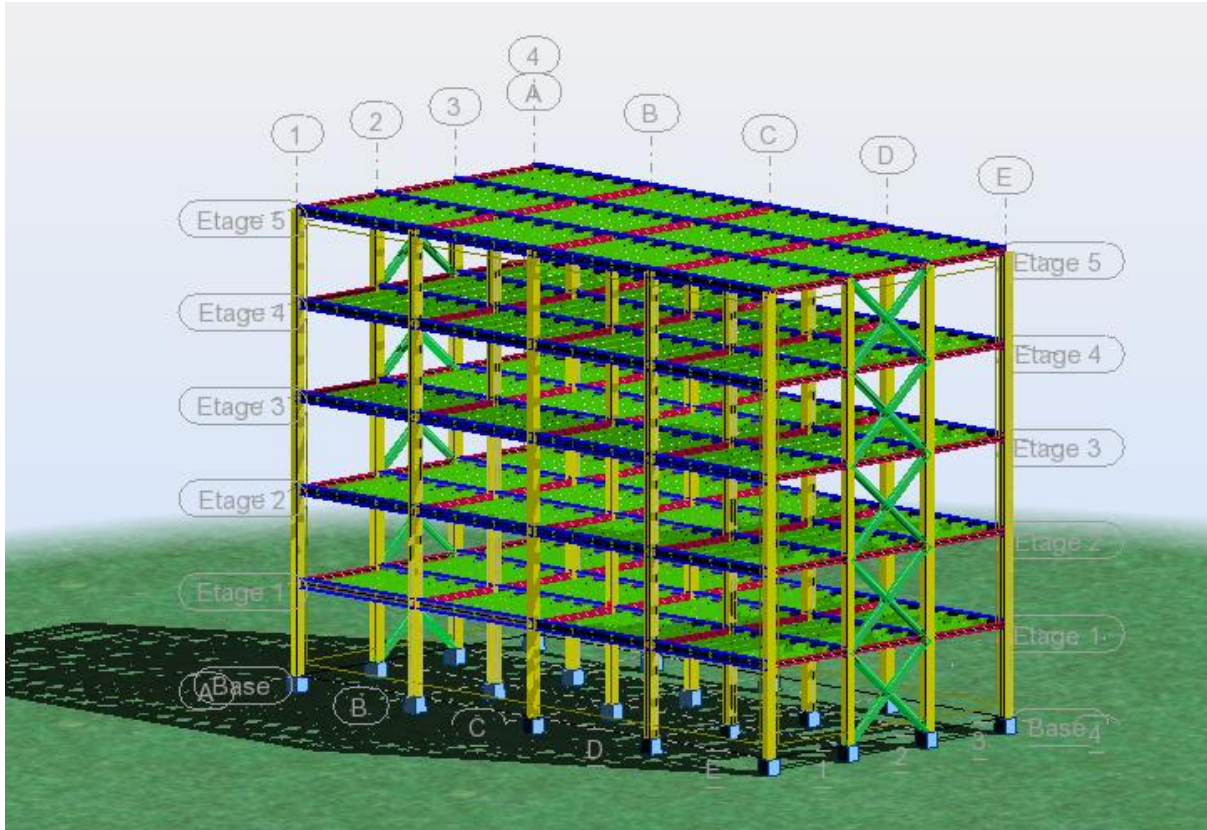
**Le déversement :** elle ne risque pas de se déverser d'où là non nécessiter de la vérifier au Déversement.

- **Présentation du logiciel ROBOT**

Robot, un des produits de ROBOT.BAT, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portiques adaptés aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

La figure VI.1 présente la vue en perspective de notre structure.



**Figure VI.1 : Présentation de la structure**

## **VI.2. Vérification de la poutre principale IPE 360**

La longueur de la poutre  $L= 6$  m

Les efforts internes de la poutre la plus sollicitée sont retirée par le logiciel ROBOT :

Combinaison :  $1,35G+1,35V$

$V_{sd}=92,83$  kN

$M_{sd}= 114,174$  kN.m

La section IPE 360 est de classe 01 en flexion simple

### **VI.2.1. Vérification à la résistance**

- **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifiée que  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$V_{sd}=92,83$ kN

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{35,14 \times 10^2 \times 10^{-3} \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,15 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 92,83 < 0,5V_{Rd} = 216,71 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} = 114,174 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 1019 \times 10^{-3}}{1,1} = 217,70 \text{ KN.m} > M_{sd} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### VI.3. Vérification de la poutre secondaire IPE180

La longueur de la poutre  $L = 4 \text{ m}$

$$V_{sd} = 19,07 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 23,73 \text{ kN.m}$$

La section IPE 180 est de classe 01 en flexion simple

#### VI.3.1. Vérification à la résistance

- **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 19,07 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{11,25 \times 10^2 \times 10^{-3} \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 138,76 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 19,07 \text{ KN} < 0,5V_{Rd} = 69,38 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Vérification au moment résistant**

$$M_{sd} = 23,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 166,4 \times 10^{-3}}{1,1} = 35,55 > M_{sd}$$

(Condition vérifiée)

### VI.4. Vérification des poteaux

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).



### VI.4.1. Poteau central HEB360 du RDC

Les sollicitations les plus défavorables sont obtenues par le logiciel ROBOT :  
Le tableau VI.1 donne les valeurs des efforts internes dans le poteau central du RDC.

**TableauVI.1 : Sollicitations sur le poteau central (HEB360)**

| Combinaison     | h (m) | N (kN)  | M <sub>y</sub> (kN.m)                                 | M <sub>z</sub> (kN.m)                         | V <sub>z</sub> (kN) |
|-----------------|-------|---------|-------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------|
| 1,35G+1,35(Q+N) | 3,4   | 1157,58 | M <sub>inf</sub> = 11,75<br>M <sub>sup</sub> = -39,33 | M <sub>inf</sub> = -0<br>M <sub>sup</sub> = 0 | 15,02               |

#### VI.4.1.1. Vérification à la résistance

- **Classe de la section**

Classification de la semelle

$$\text{on a: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

➤ Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{22,5} = 6,67 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

➤ Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant**

Il faut vérifiée que  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd}=15,02 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{60,60 \times 10^2 \times 10^{-3} \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 747,46\text{KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 15,02 < 0,5V_{Rd}=373,731\text{KN} \Rightarrow \text{Pas de réduction du moment plastique}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} = 39,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 2683 \times 10^{-3}}{1,1} = 573,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = 573,19 \text{ KN.m} > M_{sd} = 39,33 \text{ kN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad (\text{VI. 1})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{180,6 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3858,27 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = 3858,27 \text{ kN} > N_{sd} = 1157,58 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$0,5 \times N_{pl,Rd} = 1929,136 \text{ KN} > N_{sd} = 1157,58 \text{ kN}$$

⇒ Pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

#### VI.4.1.2. Vérification de la stabilité

##### VI.4.1.2.1. Vérification au flambement

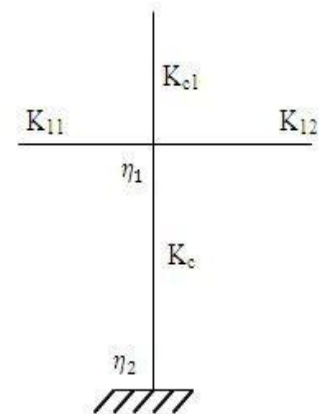
Dans cette vérification il y a lieu de tenir compte du risque de flambement autour des deux axes.

Suivant l'axe (y-y) :

$$K_{11}(IPE360) = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{600} = 27,12 \text{ cm}^3$$

$$K_{12}(IPE360) = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{600} = 27,12 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y}{h} = \frac{43193}{340} = 127,04 \text{ cm}^3$$



Avec :

$K_{11}, K_{12}$  : rigidité des poutres supérieures.

$K_{22}, K_{21}$  : rigidité des poutres inférieures.

$K_c$  : rigidité du poteau considéré.

$K_{c1}$  : rigidité du poteau supérieure.

$K_{c2}$  : rigidité du poteau inférieur.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad (VI.2)$$

$\eta_1$  et  $\eta_2$ : Facteurs de distribution pour poteaux continus

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_1 = \frac{127,04 + 127,04}{127,04 + 127,04 + 27,12 + 27,12} = 0,82$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{22}} = 1$$

- **Détermination de la longueur de flambement**

$$L_f = L \left[ \frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right] \quad (VI.3)$$

$$L_f = 3,4 \left[ \frac{1 + 0,145 \times (0,82 + 1) - 0,265 \times 0,82 \times 1}{2 - 0,364 \times (0,82 + 1) - 0,247 \times 0,82 \times 1} \right] \Rightarrow L_f = 3,14 \text{ m}$$

- **Calcul  $\bar{\lambda}_y$**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \quad (VI.4)$$

$$\lambda_y = \frac{3,14 \times 10^3}{15,5 \times 10} = 20,25$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad (VI.5)$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; \quad f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{20,25}{93,9} = 0,21 \approx 0,2 \Rightarrow \text{il n'y a pas de risque de flambement suivant l'axe (y - y).}$$

D'où  $\chi_y = 1$

Suivant l'axe (z-z) :

$$K_{11}(IPE180) = \frac{I_z}{L} = \frac{1320}{400} = 3,3$$

$$K_{12}(IPE180) = \frac{I_z}{L} = \frac{1320}{450} = 2,9$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_z}{h} = \frac{3831}{340} = 11,27$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0,78$$

$$\eta_2 = 1$$

$$L_f = L \left[ \frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

$$L_f = 3,4 \left[ \frac{1 + 0,145 \times (0,78 + 1) - 0,265 \times 0,78 \times 1}{2 - 0,364 \times (0,78 + 1) - 0,247 \times 0,78 \times 1} \right] \Rightarrow L_f = 3,08 \text{ m}$$

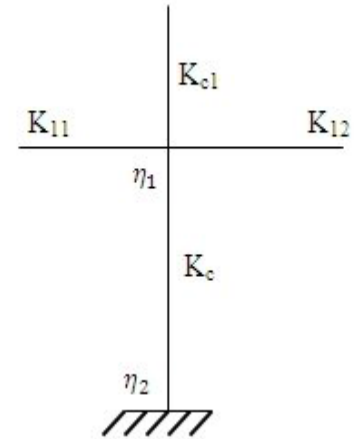
• Calcul  $\bar{\lambda}_z$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{3,08 \times 10^3}{7,49 \times 10} = 41,12$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; \quad f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = 0,44 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z - z).}$$



• Calcul  $\chi_z$

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2 \\ t_f = 22,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement b}$$

Par interpolation linéaire en a trouvé :

$$\bar{\lambda}_z = 0,44 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0,9$$

Vérification au déversement : Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$

$$\text{Avec } \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \beta_w \chi W_{pl,y} \chi \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} \quad (\text{VI. 6})$$

$$\beta_w = 1 \quad (\text{section de classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_i \left[ 1 + \frac{1}{20} \cdot \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}} \quad (\text{VI. 7})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3400}{74,9}}{\sqrt{1,132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \cdot \left( \frac{\frac{3400}{74,9}}{\frac{360}{22,5}} \right)^2 \right]}} = 28,6$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) = \frac{28,6}{93,9} = 0,304 < 0,4 \quad \Rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

$$\text{il faut vérifier que: } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5 \quad (\text{VI. 8})$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{w_{pl,y}}{w_{el,y}} - 1 \leq 0,90 \quad (\text{VI. 9})$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \psi$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{M_i}{M_s} = -\frac{11,79}{39,33} = -0,3$$

$$\text{D'où } \beta_{My} = 1,8 + 0,7 \times 0,3 = 2,01$$

$$\mu_y = 0,21 \times (2 \times 2,01 - 4) + \frac{2683}{2399,6} - 1 = 0,12$$

$$k_y = 1 - \frac{0,12 \times 1157580}{1 \times 18060 \times 235} = 0,97$$

$$: \frac{1157580}{0,9 \times \frac{18060 \times 235}{1,1}} + \frac{0,97 \times 39,33 \times 10^6}{2683 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,4 < 1 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### VI.4.2. Poteau de rive (5<sup>ème</sup> niveau HEB 360)

Les sollicitations les plus défavorables obtenues par le logiciel ROBOT sont données sur le tableau VI.2:

**Tableau VI.2:** Sollicitations sur le poteau de rive (HEB360).

| Combinaison         | h (m) | N (kN) | M <sub>y</sub> (kN.m)                                  | M <sub>z</sub> (kN.m)                            | V <sub>z</sub> (kN) |
|---------------------|-------|--------|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|---------------------|
| 1,35G+1,5V          | 3,4   | 72,23  | M <sub>inf</sub> = 37,72<br>M <sub>sup</sub> = - 58,77 | M <sub>inf</sub> = -0<br>M <sub>sup</sub> = 0    | -28,38              |
| 1,35G+<br>1,35(Q+V) | 3,4   | 40,46  | M <sub>inf</sub> = 26,26<br>M <sub>sup</sub> = - 32,03 | M <sub>inf</sub> = -0<br>M <sub>sup</sub> = 0,12 | -19,85              |

##### VI.4.2.1. Vérification à la résistance

- **Classe de la section**

Classification de la semelle

$$\text{on a: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- **Semelle comprimée**

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{22,5} = 6,67 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

- Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant**

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 23,38 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = \frac{60,60 \times 10^2 \times 10^{-3} \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 747,46 \text{ KN} > V_{sd} = 23,38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 23,38 \text{ kN} < 0,5V_{Rd} = 373,731 \text{ KN} \dots \text{Pas de réduction du moment plastique}$$

- **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} = 58,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_0} = \frac{235 \times 2683 \times 10^{-3}}{1,1} = 573,19 \text{ KN.m} > M_{sd} = 58,77 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'effort normal**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{180,6 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 3858,27 \text{ KN}$$

$$0,5 \times N_{pl,rd} = 1929,136 \text{ KN} > N_{sd} = 72,23 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

### VI.4.2.2. Vérification à la stabilité

#### VI.4.2.2.1. Vérification au flambement

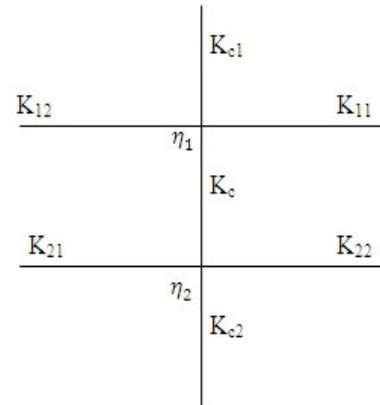
Suivant l'axe (y-y) :

$$K_{11}(IPE360) = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{300} = 54,23 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_{c1} = K_{c2} = \frac{I_y}{h} = \frac{43193}{340} = 127,04 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11}} = 0,82$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{22}} = 0,82$$



- **Détermination de la longueur de flambement**

$$L_f = 3,4 \left[ \frac{1 + 0,145 \times (0,82 + 0,82) - 0,265 \times 0,82 \times 0,82}{2 - 0,364 \times (0,82 + 0,82) - 0,247 \times 0,82 \times 0,82} \right] \Rightarrow L_f = 2,91 \text{ m}$$

- **Calcul \$\bar{\lambda}\_y\$**

$$\lambda_y = \frac{2,91 \times 10^3}{15,5 \times 10} = 18,78$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; \quad f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = 0,2 \Rightarrow \text{pas de risque de flambement suivant l'axe (y - y)}$$

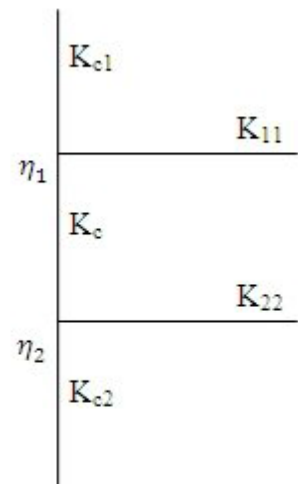
Suivant l'axe (z-z) :

$$K_{11}(IPE180) = \frac{I_z}{L} = \frac{1320}{400} = 3,3 \text{ cm}^3$$

$$K_{12}(IPE180) = K_{21} = \frac{I_z}{L} = \frac{1320}{450} = 2,9 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_z}{h} = \frac{3831}{340} = 11,27 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0,78$$





$$\eta_2 = 0,78$$

$$L_f = 3,4 \left[ \frac{1 + 0,145 \times (0,78 + 0,78) - 0,265 \times 0,78 \times 0,78}{2 - 0,364 \times (0,78 + 0,78) - 0,247 \times 0,78 \times 0,78} \right] \Rightarrow L_f = 2,82 \text{ m}$$

- Calcul  $\bar{\lambda}_z$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{2,82 \times 10^3}{7,66 \times 10} = 36,88$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}; \quad f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = 0,4 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc ya un risque de flambement suivant l'axe (z - z).}$$

- Calcul  $\chi_z$

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2 \\ t_f = 22,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement b}$$

Par interpolation linéaire en a trouvé :

$$\bar{\lambda}_z = 0,4 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0,91$$

Le phénomène de déversement ne sera pris en compte que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$ .

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \beta_w x W_{pl,y} x \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1 \quad (\text{section de classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_i \cdot \left[ 1 + \frac{1}{20} \cdot \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3400}{74,9}}{\sqrt{1,132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \cdot \left( \frac{3400}{\frac{360}{22,5}} \right)^2 \right]}} = 28,6$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) = \frac{28,6}{93,9} = 0,304 < 0,4 \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de déversement}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\text{Avec : } k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{w_{pl,y}}{w_{el,y}} - 1 \leq 0,90$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{M_i}{M_s} = -\frac{37,72}{58,77} = -0,64$$

$$\text{D'où } \beta_{My} = 1,8 + 0,7 \times 0,64 = 2,25$$

$$\mu_y = 0,2 \times (2 \times 2,25 - 4) + \frac{2683}{2399,6} - 1 = 0,22$$

$$k_y = 1 - \frac{0,22 \times 72230}{1 \times 18060 \times 235} = 0,997$$

$$: \frac{72230}{0,91 \times \frac{18060 \times 235}{1,1}} + \frac{0,997 \times 58,77 \times 10^6}{2683 \times 10^3 \cdot \frac{235}{1,1}} = 0,122 < 1 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## VI.5. Systèmes de contreventements

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol.

La structure est contreventée par des palées de stabilité verticales dans les deux directions, transversale en croix de Saint-André.

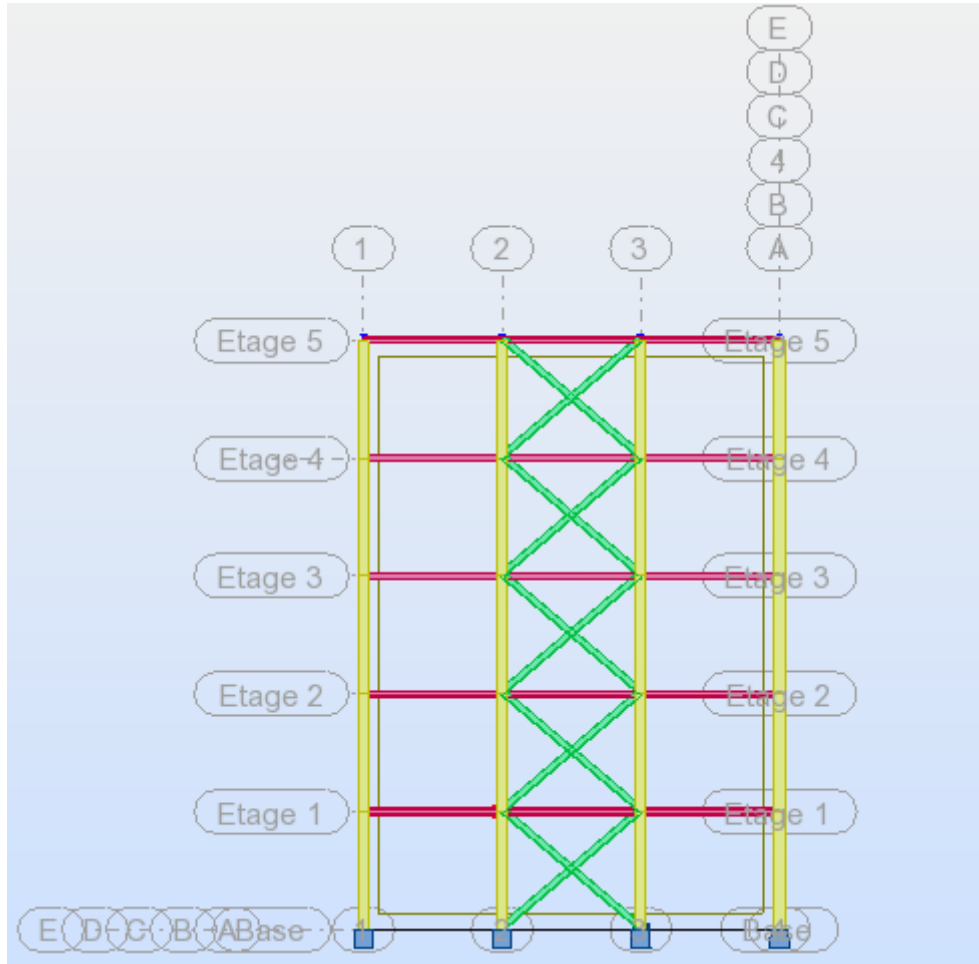
## VI.6. Vérification des systèmes de contreventement

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

### VI.6.1. Palées triangulées en croix de Saint-André

Les palées triangulées en croix de Saint-André sont des profilés composés de deux cornières à ailes égales 2CAE200×16.

La figure VI.2 montre le schéma de la palée de stabilité utilisée dans notre structure.



**Figure VI.2 :** *Palées triangulées en croix des profilés 2CAE200×16*

Les résultats des efforts dans la palée de stabilité obtenus par le logiciel Robot sont les suivants :

- Un effort de traction  $N=386,57$  kN dans les diagonales tendues
- Un effort de compression dans les diagonales comprimées  $N= - 422,61$  kN

#### VI.6.1.1. Vérification sous l'effort de traction

Ces cornières sont sollicitées en traction avec un effort  $N_{tsd}=386,57$  kN, obtenue sous la combinaison  $1,35G+1,35V$ .

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{Af_y}{\gamma_{m0}}$$

$A=123,58cm^2$ (section brute).

$$N_{trd} = \frac{123,58 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2640,11KN$$

$N_{tsd}=386,57 \text{ kN} < N_{trd}$  (condition vérifiée)

### Section nette

$$A_{net} = (A_{brute} - 2td_0) \quad (VI.10)$$

Avec:

$d_0$ : diamètre des boulons(18mm)

t: épaisseur de la cornière (16mm)

$$A_{net} = 117,82cm^2$$

$$N_{trd} = \frac{117,82 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2517,06KN$$

$N_{tsd}=386,57 \text{ kN} < N_{trd}$  (Condition vérifiée)

### VI.6.1.2. Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort  $N_{csd} = -386,57 \text{ kN}$ , obtenu sous la combinaison 1,35G+1,35V.

Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur  $L_0=5,25 \text{ m}$ .

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2CAE200×16 est (2)  $\rightarrow \beta_A = 1$

- Calcul du coefficient de réduction

Suivant (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 5,25m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} \quad (VI.11)$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{525}{12,32} = 42,6$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} \quad (VI.12)$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{42,6 \times 1}{93,9} = 0,45$$

Pour les profilés en L, on a la courbe de flambement C, on trouve :  $\chi_y = 0,87$

**Suivant (z-z)**

$$L_{kz} = L_0 = 2,62m$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{525}{14,46} = 36,30$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{36,30 \times 1}{93,9} = 0,386$$

Courbe de flambement C:  $\chi_z = 0,934$

$$\chi_{min} = (\chi_y; \chi_z) = 0,87$$

**Section brute** ( $A=123,58 \text{ cm}^2$ )

$$N_{crd} = 0,87 \times 123,58 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 2296,90KN$$

$$\text{On a : } N_{csd} = 422,61 \text{ kN} \leq N_{crd} = 2296,90KN$$

*donc la condition de stabilité est vérifiée.*

**Section nette** ( $A=117,82 \text{ cm}^2$ )

$$N_{crd} = 0,87 \times 117,82 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 2189,85KN$$

$$N_{csd} < N_{crd} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

# Chapitre **VII** : Etude d'assemblage

## VII.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.

En. Effet, les assemblages constituent des points de passage obligés 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 remis en cause.

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 ente les pièces, sans générer de sollicitation parasites, notamment de torsion.

On distingue parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés ;
- Les assemblages encastrés (rigides).

**Les principaux modes d'assemblages sont :**

- ✓ Le rivetage.
- ✓ Le boulonnage.
- ✓ Le soudage.
- ✓ Le collage.

## VII.2. Assemblage Poutre principale IPE360 - Solive IPE160

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre soit  $V_{st} = 26,88 \text{ KN}$

Les Caractéristiques géométriques des profilés données dans le tableau VII.1 :

**Tableau VII.1 :** Caractéristiques géométriques des profilés IPE360 - IPE160

| Profilé       | h(mm) | b(mm) | $a_{ame}$ (mm) | $a_{semelle}$ (mm) | A(mm <sup>2</sup> ) |
|---------------|-------|-------|----------------|--------------------|---------------------|
| Poutre-IPE360 | 360   | 300   | 12,5           | 22,5               | 18060               |
| Solive-IPE160 | 160   | 82    | 5,00           | 7,2                | 2010                |

- **Assemblage par double cornières d'âme :**

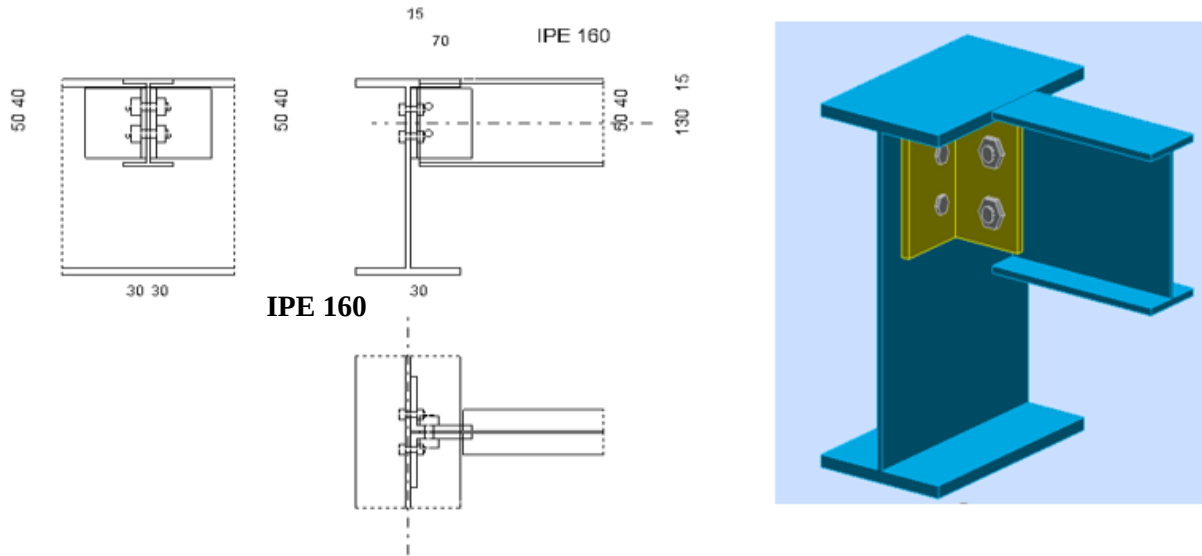
Assemblage articulé ; on prend des boulons ordinaires **Classe 8.8** caractérisé par :

$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$  (Limite d'élasticité).

$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$  (Limite de la résistance ultime à la traction).

On choisit une double cornière de (L30×30×4)

La figure VII.1 Assemblage solive-poutre principale



**Figure VII.1 : Assemblage solive-poutre principale.**

## VII.2.1. Dimensionnement des boulons

- **Coté solive**

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (VII.1)$$

$\gamma_{Mb} = 1,25$  (à l'ELU).

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} \quad (VII.2)$$

$n$  : nombre de boulon(2)

$p$  : nombre de plan de cisaillement(2).

$$F_{V,sd} = \frac{26,88}{4} = 6,72 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{bu}}$$

$$A_s \geq \frac{6,72 \times 1,25}{0,6 \times 800} \times 10^3 = 17,5 \text{ mm}^2$$

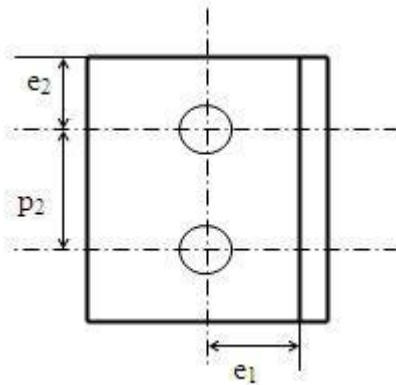


Soit des boulons de type M (10) avec :  $A_s = 58\text{mm}^2$

- **Coté poutre principale**

On choisit le même type des boulons M (10) avec,  $A_s = 58\text{mm}^2$

- **Disposition géométrique**



**Figure VII.2 :** Disposition des boulons.

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 50\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \\ e_1 = 30\text{mm} \end{cases} \quad [6]$$

### VII.2.2. Vérifications nécessaires

- **Assemblage trop long**

Assemblage trop long  $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_2 = 50\text{mm}$$

$15d = 150\text{mm} > L \Rightarrow$  assemblage n'est pas long.

- **La pression diamétrale**

On doit vérifier que :

$$F_{V, sd} \leq F_{b, Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{VII.3})$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,9$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,9 \frac{360 \times 10 \times 4}{1,25} \cdot 10^{-3} = 25,92 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 6,72 \text{ KN} \leq F_{b,Rd} = 25,92 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Cisaillement en bloc**

La rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier :  $V_{sd} = 26,86 \leq V_{eff,Rd}$  [6]

$$V_{eff,Rd} = \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \frac{A_{veff}}{\gamma_{m0}} \quad (\text{VII. 4})$$

Avec :  $A_{veff}$  : aire efficace de cisaillement =  $t L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ mais } L_{v,eff} < L_3$$

$$L_2 = (a_2 - k d_{0,t})(f_u/f_y)$$

$d_{0,t}$ : taille des trous le long de la ligne tendue

$t$  : épaisseur de l'âme

$K = 0,5$  pour une seule rangée de boulons Donc :

$$L_2 = 35,53 \text{ mm}$$

$$L_v = P_2 = 50 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = 127,53 \text{ mm}$$

$$A_{veff} = 675,9 \text{ mm}$$

$$V_{eff,Rd} = 83,36 \text{ kN} > V_{sd} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement en bloc.}$$

La Figure VII.3 montre le Schéma de cisaillement du bloc :

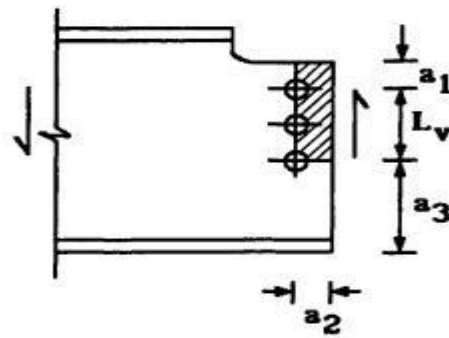


Figure VII.3 : Schéma de cisaillement du bloc.

### VII.3. Assemblage Poteau HEB 360- Poutre IPE180:(articulé)

La figure VII.4 montre L'assemblage par double cornière poteau- poutre :

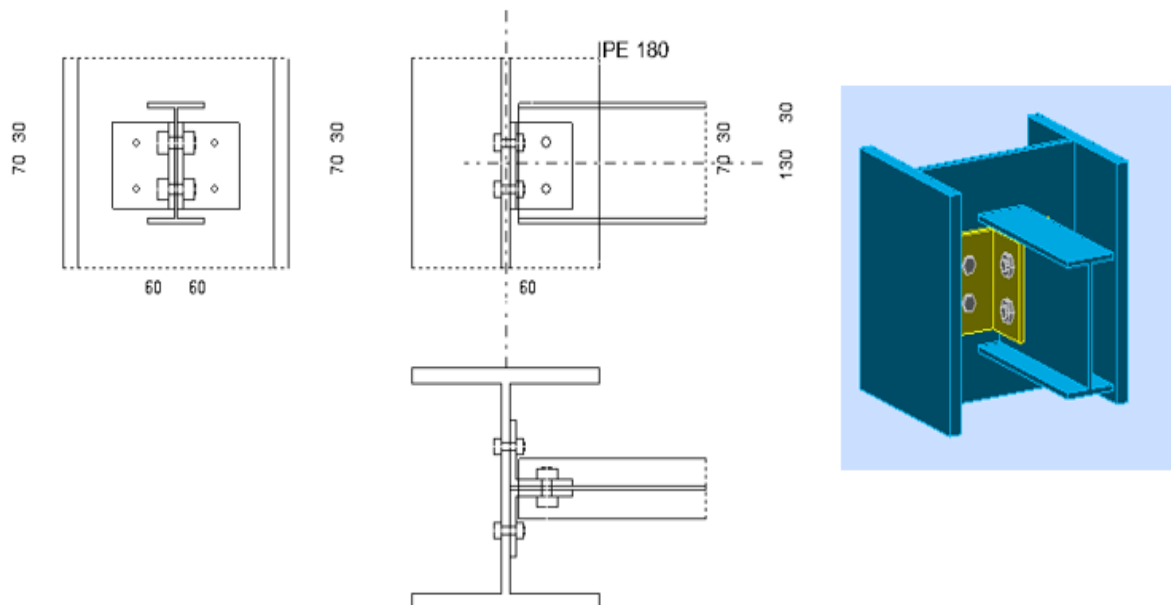


Figure VII.4 : Assemblage par double cornière.

Les Caractéristiques géométriques des profilés sont données dans le tableau VII.2 :

**Tableau VII.2 : Caractéristiques géométriques des profilés HEB360 - IPE180**

| Profilé       | h(mm) | b(mm) | $a_{ame}$ (mm) | $a_{semelle}$ (mm) | A(mm <sup>2</sup> ) |
|---------------|-------|-------|----------------|--------------------|---------------------|
| Poteau-HEB360 | 360   | 300   | 12,5           | 22,5               | 18060               |
| Poutre-IPE180 | 180   | 91    | 5,00           | 7,4                | 2390                |

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 92,83 \text{ kN}$$

Les boulons sont de **classe 8.8** caractérisés par :

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa (Limite d'élasticité).}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa (Limite de la résistance ultime à la traction).}$$

### VII.3.1. Dimensionnement des boulons

- Côté solive**

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25 \text{ (à l'ELU).}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np}$$

$$F_{V,sd} = \frac{92,83}{4} = 23,21 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{bu}}$$

$$A_s \geq \frac{23,21 \times 1,25}{0,6 \times 800} \times 10^3 = 60,44 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M (12) avec :  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$

- Choix de la cornière**

On choisit une cornière (L60×60×8)

- **Disposition géométrique**

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 100\text{mm} \\ e_2 = 60\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \end{cases} \quad [6]$$

La Figure VII.5 montre la Disposition des boulons :

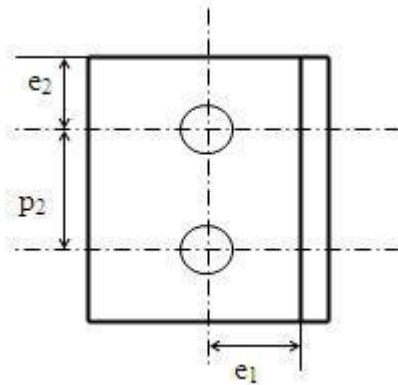


Figure VII.5 : Disposition des boulons

## VII.2.2. Vérifications nécessaires

- **Assemblage trop long**

Assemblage trop long  $\Rightarrow L > 15 \times d$

$$L = (n - 1)P_2 = 100\text{mm}$$

$15d = 195\text{mm} > L \Rightarrow$  assemblage n'est pas long.

- **La pression diamétrale**

On doit vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

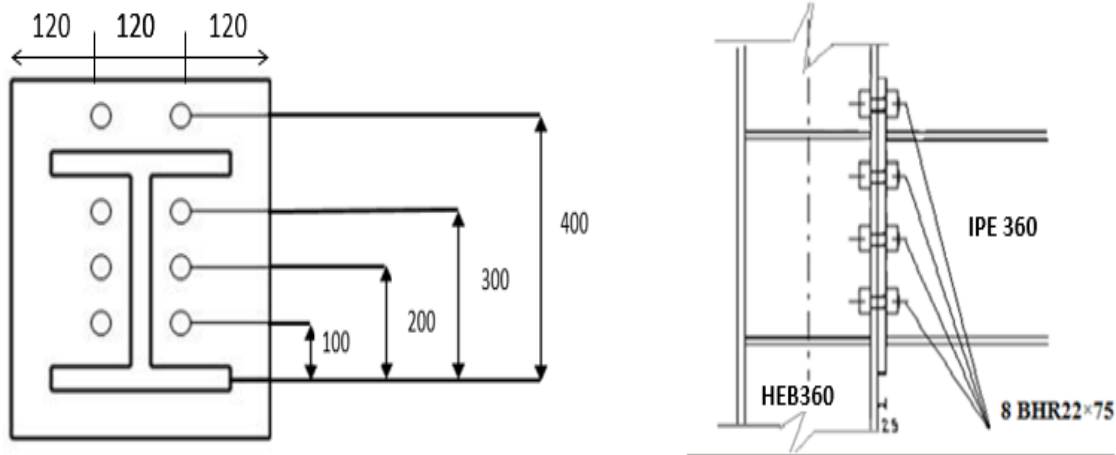
$$\alpha = \min\left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,88$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,88 \frac{360 \times 12 \times 8}{1,25} \cdot 10^{-3} = 38,016 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 15,47 \text{ KN} \leq F_{b,Rd} = 38,016 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

#### VII.4. Assemblage Poteau HEB360 – Poutre IPE360 :(Rigide)

La figure VII.5 montre l'assemblage rigide poteau poutre par platine :



**Figure VII.6:** Assemblage poteau poutre par une platine

Les Caractéristiques géométriques des profilés sont données dans le tableau VII.3 :

**Tableau VII.3 :** Caractéristiques géométriques des profilés HEB360 - IPE360

| POTEAU        | h(mm) | b(mm) | $a_{ame}$ (mm) | $a_{semelle}$ (mm) | A(mm <sup>2</sup> ) |
|---------------|-------|-------|----------------|--------------------|---------------------|
| <b>HEB360</b> | 360   | 300   | 12,5           | 22,5               | 18060               |
| <b>IPE360</b> | 360   | 170   | 8,00           | 12,7               | 7270                |

Pour ce type d'assemblage on utilise des boulons **HR** de classe **8.8**

##### VII.4.1. Assemblage poteau-platine

Cet assemblage sera réalisé sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

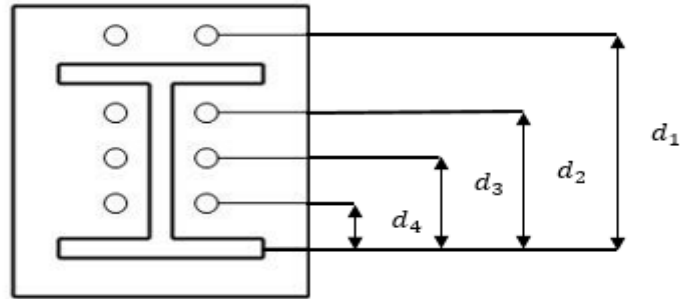
$$V_{sd}=19,07 \text{ KN}$$

$$M_{sd}= 23,73 \text{ kN.m}$$

On prend l'épaisseur de la platine  $e = 20\text{mm}$

$$\text{soit } \begin{cases} d_1 = 400\text{mm} \\ d_2 = 300\text{mm} \\ d_3 = 200\text{mm} \\ d_4 = 400\text{mm} \end{cases}$$

La Figure VII.6 montre l'assemblage poteau poutre par une platine :



**Figure VII.7:** Assemblage poteau poutre par une platine.

#### VII.4.1.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$\sum d_i^2 = 400^2 + 300^2 + 200^2 + 100^2 = 300000 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{23730 \times 400}{400^2 + 300^2 + 200^2 + 100^2} = 31,64 \text{ KN} \quad (\text{VII. 5})$$

#### VII.4.1.2. Dimensionnement des boulons

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} \quad (\text{VII. 6})$$

$$F_{t,sd} = \frac{31,64}{2} = 15,82$$

$$F_{tRd} = 0,9 \frac{A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{VII. 7})$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{tsd} \times \gamma_{Mb}}{0,9 \times f_{bu}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{15,82 \times 1,5}{0,9 \times 800} \times 10^3 = 32,96 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M (10) avec :  $A_s = 58 \text{ mm}^2$

#### VII.4.1.3. Vérifications nécessaires

Cisaillement plus traction On doit vérifier que :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots \dots \dots (*) \quad (VII. 8)$$

$$F_{t,sd} = \frac{31,64}{2} = 15,82 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \frac{A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 55,2 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 44,16 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 3,18 \text{ KN}$$

$$\frac{3,18}{44,16} + \frac{15,82}{55,2} = 0,35 \leq 1$$

→ Donc la condition (\*) est vérifiée.

- **Vérification du poinçonnement**

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} ; \quad (VII. 9)$$

$$\gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 23,7 \times 18,3 \frac{360}{1,5} = 196,205 \text{ KN} > 55,2 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de poinçonnement.

## VII.4.2. Assemblage platine – poutre

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordons de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine.

On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

### VII.4.2.1. Calcul des gorges de soudure

- **Gorge reliant l'âme**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend a= 4mm



- **Gorge reliant la semelle**

$$3mm \leq a \leq 0,5t_f$$

On prend  $a = 4mm$

#### VII.4.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons

- **Cordon âme-platine**

Chaque cordon reprend  $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 9,54 \text{ KN}$$

La longueur du cordon :  $L_w = h - 2t_f = 183 \text{ mm}$

- **Cordon semelle platine**

La longueur du cordon :  $L_f = 2 \cdot b - t_w = 194,4 \text{ mm}$

Chaque cordon reprend  $F_{w,sd}$  avec :

$$\begin{aligned} F_{w,sd} &= \frac{M_{sd}}{2(h - t_f)} \\ &= 70,207 \text{ KN} \end{aligned} \quad (\text{VII. 10})$$

#### VII.4.2.3. Vérification

- **Cordon âme – platine**

$$F_{w,sd} \leq F_{w,Rd} = a \cdot L_w \times \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mb} \cdot \sqrt{3}} \quad (\text{VII. 11})$$

$F_{w,Rd}$  : est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \times \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mb} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{w,Rd} = 4.183 \times \frac{360}{0,8.1,25 \cdot \sqrt{3}} = 152,14 \text{ KN} > F_{w,sd} = 12,31 \text{ KN}$$

- **Cordon semelle – platine**

$$F_{w,Rd} = 4.194,4 \times \frac{360}{0,8.1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 161,62 \text{ KN} > F_{w,sd} = 70,207$$

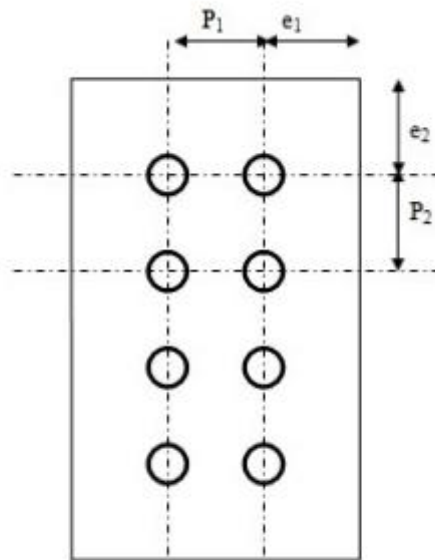
#### VII.5. Assemblage poteau-poteau (HEB360-HEB360)

Ce sont des assemblages rigides qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Donnée :

- ✓ Boulons de classe 10.9 de type M18
- ✓ Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$
- ✓  $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$
- ✓  $f_{u(\text{couvre joint})} = 360 \text{ MPa}$

La Figure VII.8 montre l'assemblage poteau-poteau par couvre joint :



**Figure VII.8 :** assemblage poteau-poteau par couvre joint.

• **Disposition géométrique**

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 120\text{mm} \\ e_2 = 120\text{mm} \\ e_1 = 50\text{mm} \\ P_1 = 120\text{mm} \end{cases} \quad [6]$$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

### VII.5.1. Assemblage des semelles par couvre joint

- **Résistance de la semelle du profilé**

$$A_{brut} = b \cdot t_f = 300 \times 22,5 = 6750 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2d_0 t_f = 6750 - 2 \times 20 \times 22,5 = 5850 \text{ mm}^2$$

$$N_u \geq N_{pl} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} \dots \dots \dots [1] \quad (\text{VII. 13})$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{5850}{6750} = 0,78$$

$$\frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section nette de la semelle en traction.

- **Résistance des couvre joint de la semelle**

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint :

$$A = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm} \text{ (Section brute).}$$

$$A_{net} = 6000 - 2 \times (20 \times 20) = 5200 \text{ mm}^2 \text{ (Section nette).}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6000 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1281,8 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{1485,256}{2} = 742,628 \text{ KN} < N_{pl,Rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Résistance des boulons des semelles

La résistance au cisaillement d'un boulon HR donnée par :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 254}{1,25} \times 10^{-3} = 121,92 \text{ KN}$$

La résistance de 4 boulons sollicités en double cisaillement est 8 boulons sollicités en simple cisaillement :

$$F_{V,Rd}(\text{boulons}) = (4 \times 2 + 8 \times 1) \times 121,92 = 1950,72 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd}(4 \text{ boulons}) = 1950,72 \text{ KN} > N_{sd} = 1485,256 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

### VII.5.2. Assemblage des âmes par couvre joint

La largeur de la couvre joint :  $b = b(\text{HEB360}) - 50 = 310 \text{ mm}$

$$A_{net} = 310 \times 20 = 6200 \text{ mm}^2 (\text{section brute}).$$

$$A_{net} = A_v - 2 \times d_0 \times e = 6200 - 2.26.20 = 5160 \text{ mm}^2 (\text{section nette})$$

$$|1| \Rightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{A_{net}}{A} = > \frac{\gamma_{M2} \times f_y}{\gamma_{M0} \times f_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

## VII.6. Assemblage des éléments de contreventements

### VII.6.1. Assemblage du contreventement en croix de Saint-André-portique

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction  $N_{tsd} = 652,77 \text{ kN}$

#### VII.6.1.1. Assemblage gousset-nœud du portique

La Figure VII.9 montre l'assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure :

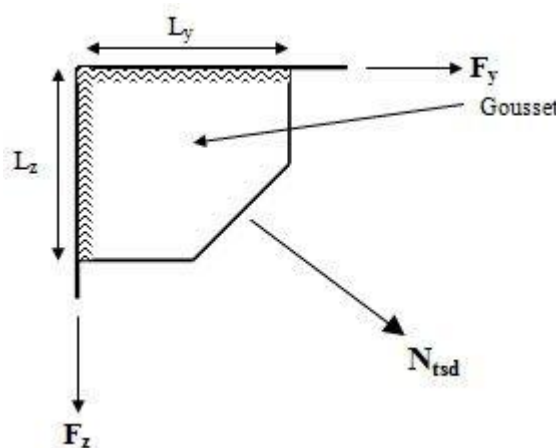


Figure VII.9 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

- **Pré dimensionnement du gousset**

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau VII.4 suivant :

Tableau VII.4 : Epaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

| F(kN)  | 200 | 200-450 | 450-750 | 750-1150 | 1150-1650 |
|--------|-----|---------|---------|----------|-----------|
| e (mm) | 8   | 10      | 12      | 14       | 16        |

On a :

$N_{tsd} = 652,77 \text{ kN}$  ; donc on prend :  $e=12\text{mm}$

- **Pré dimensionnement de la gorge de soudure**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{\max}$$

$t_{\max}$  : épaisseur maximale des pièce assemblées

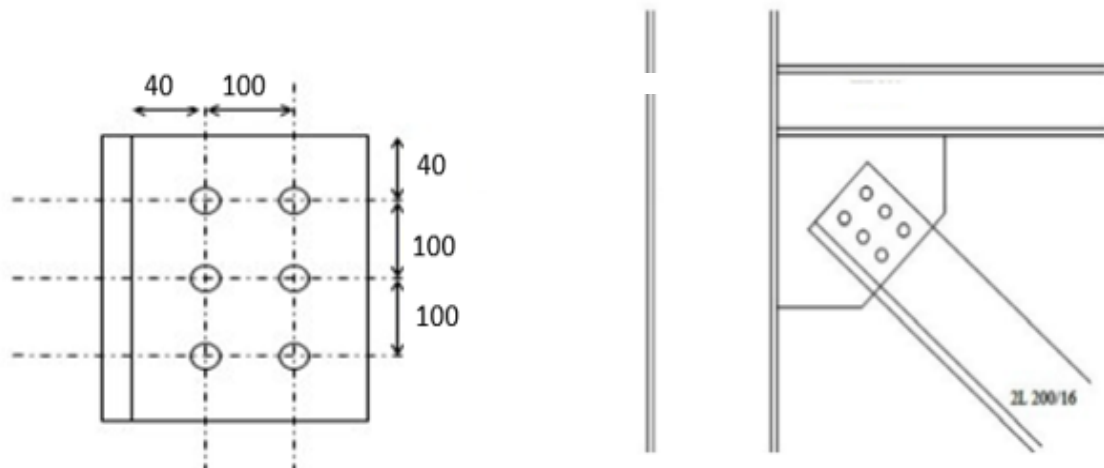
$$t_{\max} = t_{HEB360} = 22,5 \text{ mm}$$

Donc :  $a = 12\text{mm}$

### VII.6.1.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

La Figure VII.10 montre l'assemblage des diagonales sur gousset :



**Figure VII.10 :** Assemblage des diagonales sur gousset.

- **Distribution de l'effort normale sur les boulons**

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p}$$

Avec :  $p$  : nombre de plan de cisaillement  
 $n$  : nombre de boulons

$$F_{V,sd} = \frac{652,77}{6 \times 2} = 54,398 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement des boulons**

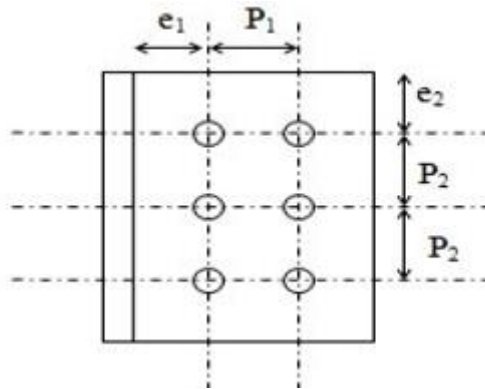
$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{bu}}$$

$$\rightarrow A_s \geq 177,13 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(18) avec  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

- **Disposition géométrique**

La Figure VII.11 montre la disposition géométrique des boulons :



**Figure VII.11 : Disposition géométrique**

$$\begin{cases} 3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \\ 1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150\text{mm}) \\ 2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 100\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \\ P_1 = 100\text{mm} \end{cases} \quad [6]$$

- **Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long**

$$L = (n - 1)P_1 = (2 - 1)100 = 100 \text{ mm}$$

$$15d = 15 \cdot 18 = 270 \text{ mm} > L \Rightarrow \text{assemblage n'est pas long.}$$

- **Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale**

✓ Cornière

On doit vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,66$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 16 \times 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 136,85 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 68,01 \text{ KN} \leq F_{b,Rd} \\ = 136,85 \text{ KN}$$

(condition vérifiée).

✓ Gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{Mb}} = 2,5 \times 0,66 \frac{360 \times 14 \times 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 119,75 \text{ KN}$$

$$F_{V,Sd} = \frac{652,77}{6} = 108,795 \text{ KN} < F_{b,Rd}$$

La condition est vérifiée.

- **Vérification de la section nette de la cornière**

On doit vérifier que :

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}; \gamma_{M2} = 1,5$$

$$A_{net} = 16(160 - 2 \times 20) = 1920 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = 2707,20 \text{ KN}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{sd}}{n} = 119,95 \text{ KN}$$

$$< F_{t,Rd} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

## VII.7. Calcul des pieds de poteau

### VII.7.1. Introduction

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 encastrés 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.

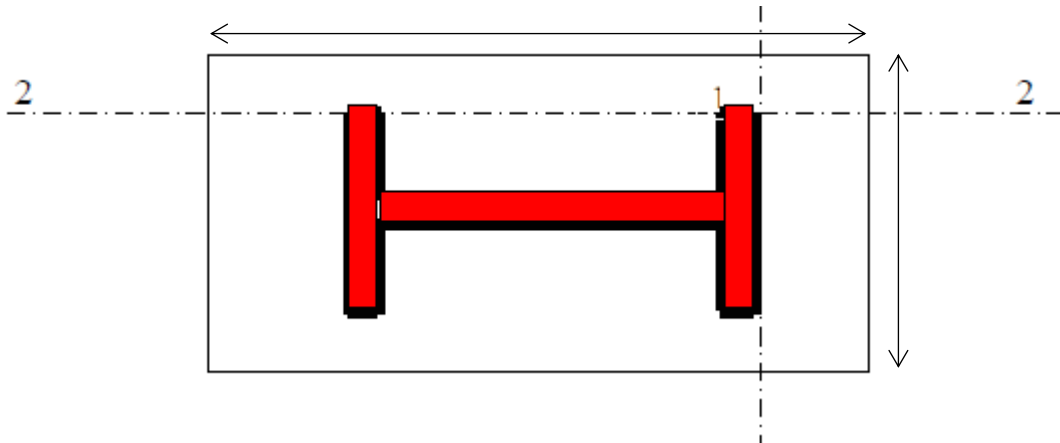
### VII.7.2. Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée avec l'effort de compression maximal ( $N=1942,62 \text{ kN}$ ) et le moment ( $M=86,74 \text{ kN.m}$ ) par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \frac{N_t}{b \times h} + \frac{6 \times M}{b \times h^2} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{VII. 14})$$

$$\bar{\sigma}_b \times b \times h^2 - N \times h - 6 \times M \geq 0 \quad (\text{VII. 15})$$

La Figure VII.12 montre la Dimension de la platine :



**Figure VII.12:** *Dimension de la platine.*

On fixe b et on calcul h.

Soit b = 0,6 m

$$h^2 - 0,3h - 0,018 \geq 0 \Rightarrow h \geq 0,45 \text{ m}$$

Soit : h=0,8m

### VII.7.3. Dimensionnement des tiges d'ancrages

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

(N = 985,14 kN) Obtenue sous la combinaison G+1.75V.

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec grosse est donné par la formule suivante

$$N_{ad} = 0,1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\varphi}{\left( 1 + \frac{\varphi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_t}{n_b} \dots \dots |I| \quad (\text{VII. 16})$$

$d_1$  : enrobage (700mm)

$\varphi$  : diamètre du goujon

$n_b$ : Nombre des goujons

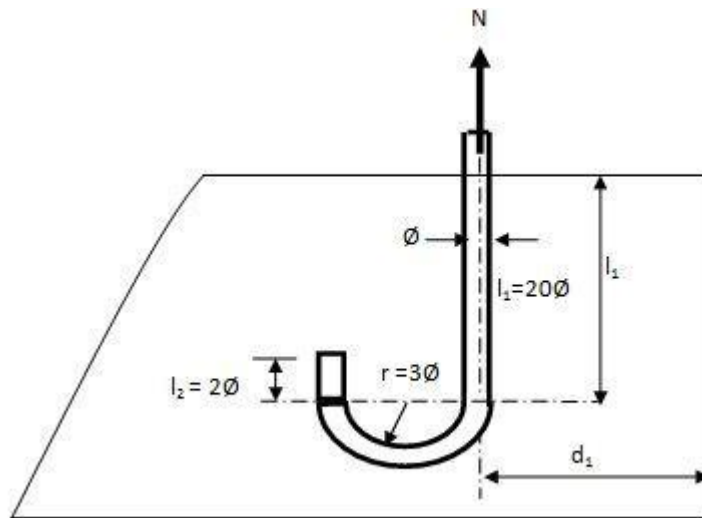
$$r = 3\varphi$$

$$l_1 = 20\varphi$$

$$l_2 = 2\varphi$$

La Figure VII.13 montre la dimension de la tige d'ancrage :





**Figure VII.13:** Dimension de la tige d'ancrage.

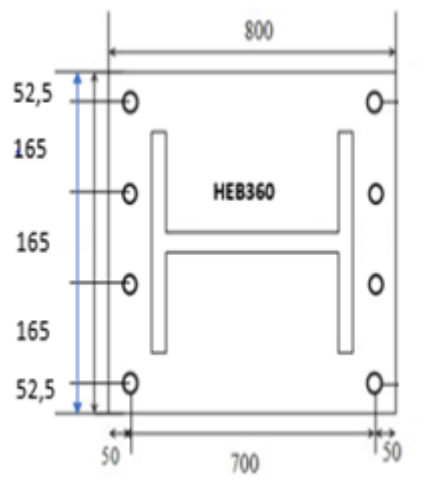
On choisit 8 boulons, après le développement de l'équation (I) on trouve :

$$\varphi^2 - 2,51\varphi - 878,03 \geq 0$$

La résolution de cette équation donne  $\varphi \geq 30,91\text{mm}$

Donc on choisit des tiges de diamètre  $4\varnothing33 \rightarrow A = 6,94\text{ cm}^2$  disposé comme suit :

La Figure VII.14 montre la dispositions des tiges d'ancrage :



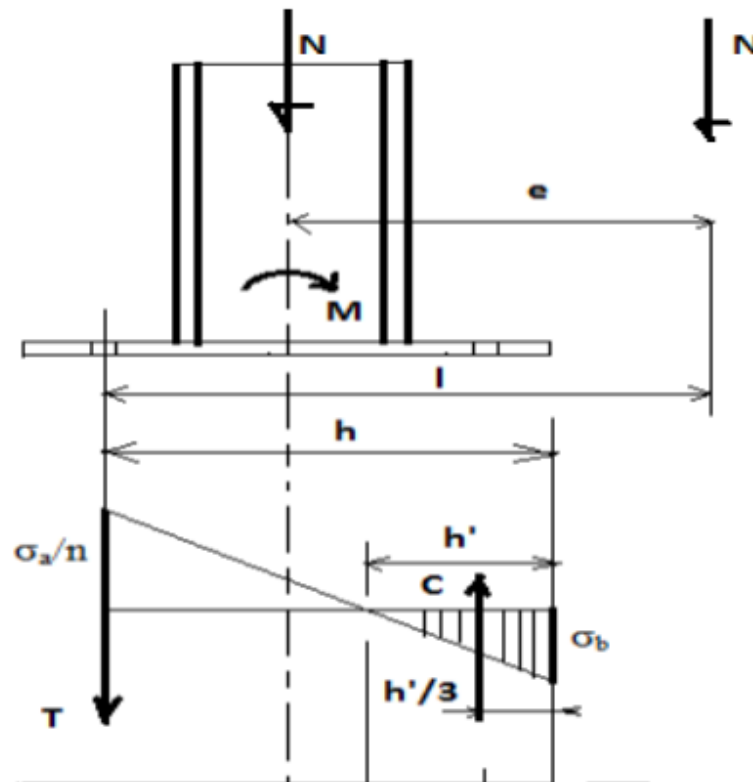
**Figure VII.14:** Dispositions des tiges d'ancrage.

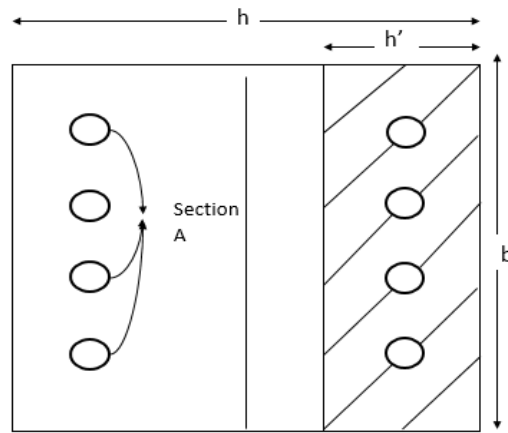
#### VII.7.4. Vérification des contraintes

Un pied de poteau doit résister aux effets des charges de calcul, les tiges d'ancrage ont pour but d'assurer la résistance en traction vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexion.

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré  $N$  et un moment de flexion  $M$ , qui est équivalent à un effort  $N$  excentré de  $e = \frac{M}{N_c}$

Les boulons situés sur le côté opposé à l'effort  $N$  sont soumis à un effort de traction et le béton situé du côté de l'effort  $N$  est soumis à un effort de compression avec répartition triangulaire (figure VII.15 ci-dessous) :





**Figure VII.15 : Dispositions des goujons**

$$l = e + 400 - 50 = 44 + 400 - 50$$

$$l = 394 \text{ mm}$$

$$h = 800 - 50 = 750 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

Effort de traction sollicitant les boulons de gauche :

$$T = A \cdot \sigma_a$$

Effort de compression sollicitant le béton sous platine :

$$C = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h' \cdot \sigma_b$$

n : coefficient d'équivalence acier/béton

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

Donc d'après les triangles semblables on a :

$$\sigma_a = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{h - h'}{h'}$$

Equilibre des forces  $N + T = c \Rightarrow N + (C - T)$

Equilibres des moments /T⇒

$$C(h - \frac{h'}{3}) = N \cdot l = (C - T)l$$

La combinaison de relation (1) ;(2) et (3) ⇒

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \cdot \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \cdot \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + 3(39,4 - 75)h'^2 + 90 \times 27,76 \times \frac{39,4}{60} \cdot h' - 90 \times 27,76 \cdot \frac{39,4}{60} \cdot 75 = 0$$

$$h'^3 - 106,8h'^2 + 1640,62h' - 123046,18 = 0$$

La résolution de cette équation donne :

$h' = 102,5 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  On remarque que le béton sous platine est entièrement comprimé, alors il n'y a pas des boulons tendus.

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}l}{bh' \left( h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{bu} \quad (\text{VII.17})$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 1942,62 \cdot 10^2 \times 39,4}{60 \times 102,5(75 - 34,17)} = 60,96 \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = 60,96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 250}{1,5}$$

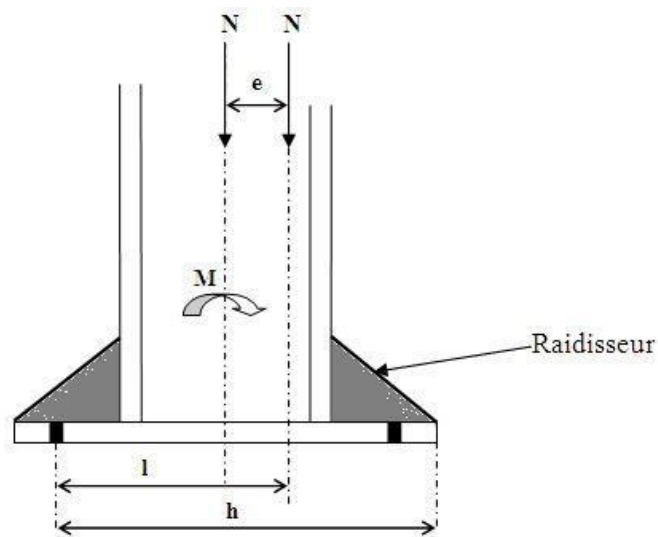
$$f_{bu} = 141,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 60,96 \text{ Kg/cm}^2 < f_{bu} = 141,66 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où :  $\sigma_b < f_{bu}$  (condition vérifiée)

$\Rightarrow$  la Contrainte dans le béton est vérifiée.

La Figure VII.16 montre l'excentricité de l'effort normal :



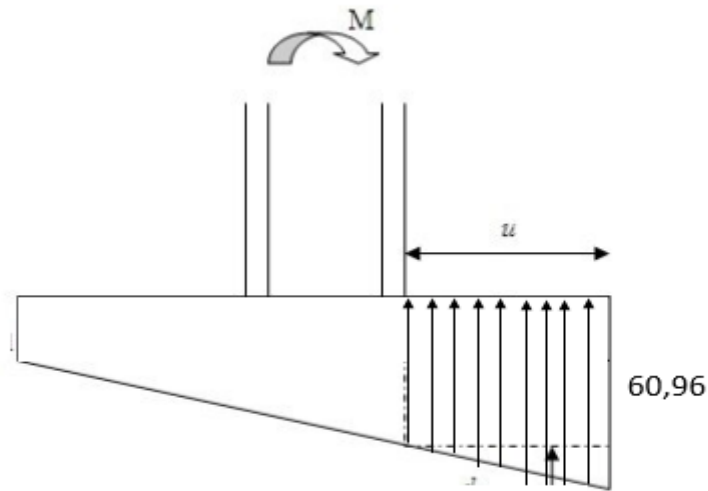
**Figure VII.16 :** Excentricité de l'effort normal.

### VII.7.5. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

La réaction sous la platine trapézoïdale avec une très légère diminution, donc on peut assimiler cette pression a une charge uniformément répartie.

$$q = 60,96 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{prendre une bande de 1cm})$$

La Figure VII.17 montre la contrainte sous la platine :



**Figure VII.17:** Contrainte sous la platine

$$M_x = \frac{ql^2}{2} = \frac{60,96 \times 22^2}{2} = 14752,32 \text{ Kg.cm}$$

$$W_x = \frac{t^2}{6} \Rightarrow \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_e \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M_x}{\sigma_e}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times 14752,32}{2400}} = 6,07 \text{ cm}$$

On peut prendre  $t = 6,5 \text{ cm}$

# Chapitre **VIII** : Etude de L'infrastructure

### **VIII.1. Introduction**

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer.

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On peut retrouver trois principaux types de fondations qui sont :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.
- Fondations spéciales.

### **VIII.2. Détermination des sollicitations**

Pour le dimensionnement des fondations, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

Selon le BAEL91[9] :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

### **VIII.3. Choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après les caractéristiques du sol, sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution ; pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :  
La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment  
( $S_s / S_b < 50 \%$ )

### **VIII.4. Dimensionnement des semelles isolées**

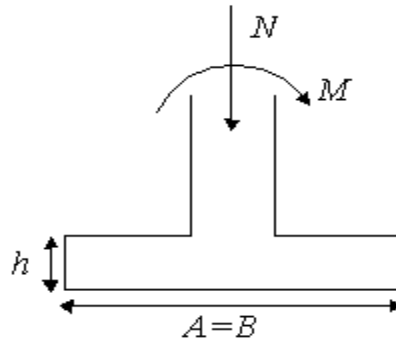
On a :

$$\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa}$$

Prenant la combinaison  $G + Q$

$$N = 581,51 \text{ kN}$$

$$M = 6,15 \text{ kN.m}$$



• **Dimensionnement :**

Les dimensions A et B sont déterminées en vérifiant l'inégalité suivante :

$$\sigma = \frac{3}{4}\sigma_1 + \frac{1}{4}\sigma_2 \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A \cdot B} \pm \frac{6M}{B \cdot A^2} \dots \dots \dots (2)$$

Posons :

$$K = \frac{B}{A} = \frac{b}{a} \rightarrow B = K \cdot A \dots \dots \dots (3)$$

On remplace les deux équations (2) et (3) dans (1), nous obtenons une équation de troisième degré dont l'inconnu A :

$$K\sigma_{sol}A^3 - NA - 3M \geq 0 \dots \dots \dots (4)$$

• **Hauteur de la semelle :**

Pour éviter la vérification du cisaillement on peut utiliser la condition réglementaire suivante :

$$d \geq \text{Max} \left( \frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right)$$

**d** : étant la hauteur utile de la semelle.

La hauteur totale de la semelle vaut :

$$H = d + 5cm$$

**Dimensionnement des semelles :**

Les sollicitations et les dimensions des semelles nécessaires sont montrées dans le tableau VIII.1 suivant :



**Tableau VIII.1: Sollicitations et dimensions des semelles**

| Semelle   | Les données géométriques avec les sollicitations |             |          |                 |              |             |             |             |
|-----------|--------------------------------------------------|-------------|----------|-----------------|--------------|-------------|-------------|-------------|
|           | <i>a(m)</i>                                      | <i>b(m)</i> | <i>k</i> | <i>M (KN.m)</i> | <i>N(KN)</i> | <i>A(m)</i> | <i>B(m)</i> | <i>h(m)</i> |
| <b>S1</b> | 0.30                                             | 0.30        | 1        | 6,15            | 581,51       | 1.80        | 1.80        | 0.45        |

- **La surface totale des semelles**

$$S_s = A \times B \times 20 \text{ poteaux}$$

$$S_s = 1,8 \times 1,8 \times 20$$

$$S_s = 64,8 \text{ m}^2$$

- **La surface totale du bâtiment**

$$S_b = 24 \times 12 = 288 \text{ m}^2$$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R = \frac{S_s}{S_b} = \frac{64,8}{288} = 0,23 \quad \Rightarrow R = 23\%$$

#### **VIII.4.1 Les vérifications nécessaires**

- **Vérification de chevauchement**

$$S_s / S_b < 0.5$$

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le non chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager des semelles isolées comme fondation.

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99[1], on doit vérifier que:

$$e = \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{4}$$

$$e = \frac{6,15}{581,51} = 0,011 \text{ m} < \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Vérification du poinçonnement**

$$A = \frac{1,5(N_u - N_1)}{P_c \times h_t} \leq 1,2 f_{tj} \quad (\text{VIII. 1})$$

Avec

$f_{tj}$ : contrainte admissible de traction du béton ( $1,2 f_{tj} = 2100 \text{ KN/m}^2$ )

$N_u$  : Effort normal à L'ELU

$N_1$  : Valeur de la réaction du sol appliquée sur l'air délimité par  $P_c$

$P_c$  : Le périmètre d'un contour homothétique du poteau situé à mi-épaisseur de la semelle

$h_t$  : Hauteur totale de la semelle

$$P_c = 2(a+b+2h_t)$$

$$P_c = 2(0,3+0,3+2 \times 0,45) = 2,34\text{m}$$

$$N_1 = (a+b)(b+h) \times \sigma_{sol} \quad (\text{VIII.2})$$

$$N_1 = 2 \times (0,3+0,45) \times 234 = 351\text{KN.}$$

$$A = \frac{1,5(581,51 - 351)}{2,34 \times 0,45} = 328,36 \leq 2100\text{KN/m}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### VIII.5. Vérification du sol et calcul du ferrailage :

#### ➤ Vérification de contrainte du sol

$$e = \frac{M_u}{N_{t(u)}} \leq \frac{A}{6}$$

$$e = \frac{6,15}{581,51} = 1,05\text{cm} < \frac{A}{6} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{Diagramme trapézoïdal}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e}{A} \right) = \frac{581,51}{1,8^2} \left( 1 + \frac{6 \times 6,15}{1,8 \times 581,51} \right) \cdot 10^{-3} = 0,185\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e}{A} \right) = \frac{581,51}{1,8^2} \left( 1 - \frac{6 \times 6,15}{1,8 \times 581,51} \right) \cdot 10^{-3} = 0,173\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,185 + 0,173}{4} = 0,182\text{MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B = 0,182 \times 1,8^2 \times 10^3 = 589,7\text{KN}$$

#### ➤ Calcul du ferrailage

$$A_s = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{VIII.3})$$

$$A_s = \frac{589,7 \times (1,8 - 0,3)}{8 \times 0,5 \times 202} \times 10 = 10,95\text{cm}^2$$

Alors on choisit :

$$A_x = A_y = 8\text{HA14} = 12,31\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 180 \cdot 50 \cdot \frac{2,1}{400} = 10,86\text{cm}^2$$

$$S_t = \min(20\text{cm}, 15, \phi_t)$$

On prend  $S_t=15\text{cm}$

### VIII.5.1. Ancrage des barres

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \phi}{4 \cdot \tau_s} \quad (\text{VIII. 4})$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \cdot 1,4}{4 \cdot 2,835} = 49,38\text{cm}$$

On a

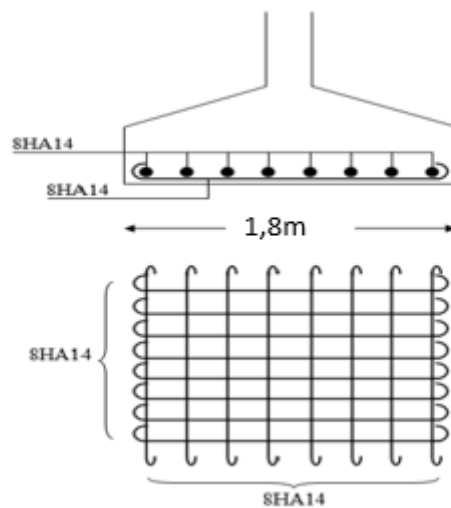
$$0,5 \cdot A = 0,25 \times 150 = 75\text{cm}$$

$$0,25 \cdot A = 0,125 \times 150 = 37,5\text{cm}$$

$$0,25 \cdot A \leq l_s \leq 0,5 \cdot A$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

La figure VIII.2 présente le schéma de ferrailage des semelles



**Figure VIII.2 : ferrailage des semelles.**

Les sollicitations nécessaires des semelles sont montrées dans le tableau VIII.2 suivants :

**Tableau VIII.2: Sollicitations des semelles**

| Vérification de contrainte du sol |                 |                  |                |              | Ferrailage         |         |         |         | Vérification au renversement |       |        |          |
|-----------------------------------|-----------------|------------------|----------------|--------------|--------------------|---------|---------|---------|------------------------------|-------|--------|----------|
| $\sigma_1(MPa)$                   | $\sigma_2(MPa)$ | $\sigma_{(A/4)}$ | $\sigma_{sol}$ | Vérification | $\sigma_{st}(Mpa)$ | As // A | As // B | As // A | As // B                      | e(m)  | A/4(m) | Remarque |
| 0,185                             | 0,173           | 0,182            | 0,2            | Vérifier     | 202                | 12.06   | 12.06   | 6HA16   | 6HA16                        | 0.011 | 0.4500 | Vérifier |

## VIII.6. Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

### VIII.6.1. Prédimensionnement (RPA99)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25cmx30cm⇒S2  
Pour notre cas on optera pour des longrines de section 30cmx30cm.

### VIII.6.2. Ferrailage des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN \rightarrow [1]$$

Avec :

N : effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

Dans notre cas, on a un site ferme (S<sub>2</sub>) et une zone II<sub>α</sub> ⇒  $\alpha = 15$ .

$$ELU \rightarrow N_t = \frac{581,51}{15} = 38,77KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \frac{525,88}{15} = 35,05KN$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{38,77}{348} \times 10 = 1,1cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{35,05}{348} \times 10 = 1cm^2$$

$$A_{min} = 0,6\%. b. h = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4cm^2$$

### Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre Ø8 dont l'espace maximal est donné par le RPA,

$$S_t = \min(20cm, 15, \phi_l)$$

On prend S<sub>t</sub>=15cm

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

La figure VIII.3 montre le schéma de ferrailage des longrines.

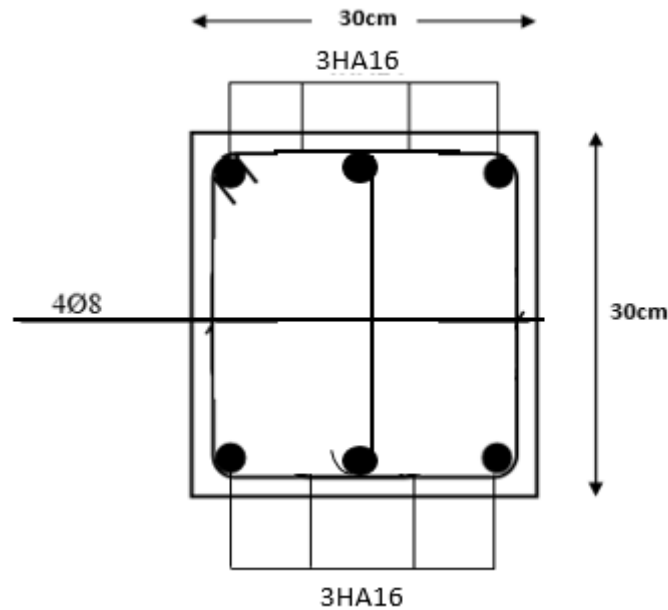


Figure VIII.3 : Ferrailage des longrines

### VIII.7. Ferrailage des futs

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif qui doit être au-dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $(100 \times 80) \text{ cm}^2$ .

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera mené en flexion composée.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N. T)

$$\text{On a: } \begin{cases} N_u = 581,51 \text{ KN} \\ M_u = 6,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,01 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,16 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 6,15 + 581,51 \left( 0,95 - \frac{1}{2} \right) = 264,45 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 581,51(0,95 - 0,05) - 264,45 = 258,91 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{(I)}$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d')b \times h \times f_{bu} = 3034,78 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{(II)}$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}} \quad (\text{VIII. 5})$$

$$\text{Avec: } \Psi = \frac{0,357 + \left( \frac{N_u(d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,506$$

D'où  $A' = -143,91 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{s,\min}$

Selon le RPA99/2003 [1] la section minimale d'armatures longitudinales est :

$$A_{s,\min} = 0,9\% b \times h = 12,15 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est :  $A_{s,\min} = 12 \text{ HA}20$

### Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre  $\emptyset 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$S_t \leq 15. \emptyset_l = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

La figure VIII.4 présente le schéma de ferrailage des futs.

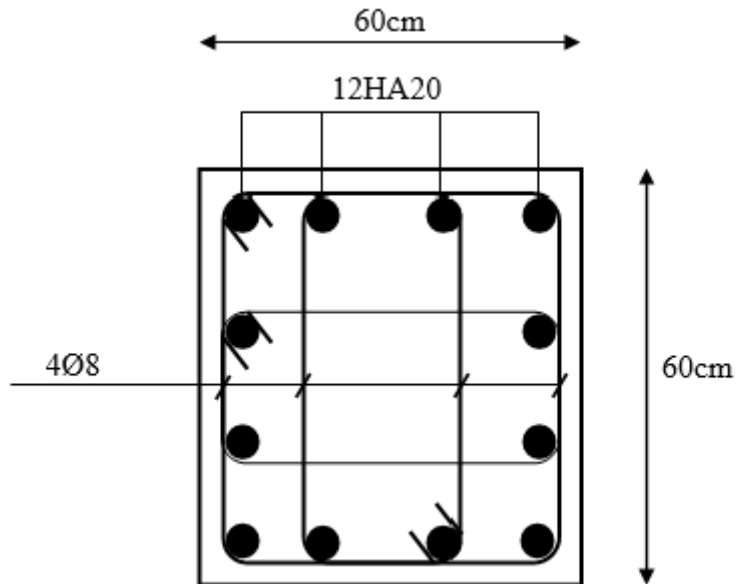


Figure VIII.4 : Ferrailage des futs.

# Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude a été l'occasion parfaite pour mettre en pratique nos connaissances acquises durant nos années d'études et de les approfondir aussi sur la manière d'utiliser les différents règlements techniques et codes de construction ainsi que de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul et d'analyses.

Dans ce contexte ; Notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Par cette démarche, certains points importants sont à soulever à savoir :

- L'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence du plancher mixte rend la structure sensible aux actions sismiques.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur.
- L'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts et enfin de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur.
- La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. Néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.

On a aussi pu comprendre la vraie mission de l'ingénieur qui ne vise pas seulement à calculer et dimensionner les structures mais plutôt à garantir la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.



# Références Bibliographiques

## Références bibliographiques

- [1]. DTR B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- [2]. DTR B C- 2. 44 ; Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 », *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- [3]. DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- [4]. DTR B C- 2. 41 ; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 », *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- [5]. DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d' exploitation, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- [6]. EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier, partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7]. EUROCODE 4 ; Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton, Partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.
- [8]. Jean Morel ; calcul des structures métalliques selon l' EC3/ *Edition Eyrolles Paris 2005*
- [9]. Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrages en béton armé suivant la méthode des état limites « B.A.E.L.91 ».

### Mémoire

- Etude d'un bâtiment R+6 en charpente métallique à usage d'habitation (Université Abderrahmane MIRA-BEJ 2012).