

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID – TLEMCEM –
FACULTE DE TECHNOLOGIE, DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : GENIE CIVIL

Spécialité : CONSTRUCTIONS METALLIQUE ET MIXTES

Par : MENNAD ILYES

THEME :

**ETUDE D'UNE HALLE
INDUSTRIELLE**

Devant le jury composé de :

- | | |
|-------------------|-----------|
| ➤ Dr KAZI TANI N. | Président |
| ➤ Dr MISSOUM A. | Examineur |
| ➤ Dr RAS A. | Encadrant |

Présenté le

Année universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



❧ Dédicaces ❧

Je dédie ce travail :

- ♥ *A mes chers parents.*
- ♥ *A mes frères.*
- ♥ *A ma famille MENNAD et BOUDJAMAA*
- ♥ *A tous mes amis*
- ♥ *A toute la promotion 2020 et en particulier la filière Génie Civil.*



Remerciements

Avant tout, l'éloge à dieu tout puissant pour tout ce qu'il m'a donné et de m'avoir accordé la force, le courage et les moyens afin de pouvoir accomplir ce modeste travail.

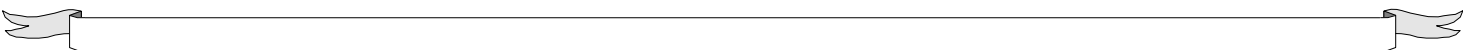
J'adresse mes vifs remerciements à mon encadreur **Mr. RAS A** pour sa compréhension, ses conseils, son aide et ses orientations efficaces.

Aussi je remercie Monsieur le président de jury et à tout les membres de jury qui ont bien voulu examiner mon travail. Leur présence va valoriser, de manière certaine, le travail que j'ai effectué.

J'adresse également mon profond gratitude à tous les enseignants du département de génie civil de l'université **ABOU BEKR BELKAID** de **TLEMCEM** qui ont contribué a notre formation.

Je tiens aussi à remercier tout particulièrement ma famille pur son soutien et ses encouragements. C'est son amour qui m'a aidé à surmonter les moments les plus difficiles.

Pour terminer, un grand merci à mes camarades de promotion pour l'ambiance et la convivialité dans laquelle nous avons étudié durant ces cinq années.



Résumé

Ce projet consiste à étudier une halle métallique implantée dans la willaya de CHLEF.

Cette étude concerne la conception et le calcul des structures industrielles en situation normale avec la prise en compte de la résistance en séisme des éléments porteurs.

Ces deux analyses ont été menées en conformité avec les règlements en vigueur à savoir les DTR Algériens : « RNV2013 » pour l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques, « CCM97 » pour dimensionner les différents éléments ainsi que l'assemblage de la structure. Le « RPA99/2003 » pour le calcul sismique et le « BAEL91 » pour l'étude de l'infrastructure.

L'analyse dynamique de cette structure a été réalisée par logiciel de calcul qui est le « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ».

Mots clés :

ROBOT, CCM97, Halle industrielles, structures en acier, Assemblages.

Abstract

The projects consist in studding an industrial structure which is implanted at CHLEF.

The study investigates the design and analysis of industrial steel buildings in normal situation with taken into consideration the resistance against earthquake for portal elements. These two analyse were take into account in conformity with actual of practices such s the Algerian DTR: « RNV2013 » for the evaluation of dead loads and live loads as well as the effects of climate actions, « CCM97 » for dimensioning of the variouse elements as well as the assembly of the structure. The«RPA99/2003 » for the seismic calculation and the «BAEL91» for the study of the infrastructure.

The dynamic analysis of our structure was realized by software of calculation, which is the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Keywords :

ROBOT, CCM97, Industrial hall, steel structures, assemblies

ملخص

هذا المشروع يعمد إلي دراسة مبنى للتخزين تم إنشاؤه بولاية الشلف.

هذه الدراسة تلخص دراسة الهياكل الصناعية في الحالة العادية مع الأخذ بعين الاعتبار مقاومة الهياكل ضد الزلازل.

هاتين الدراستين تقام في إطار القوانين المعمول بها بالجزائر: (RNV2013) من أجل تقييم الأثقال بما فيها الزائدة فضلا على آثار المناخ " الثلوج و الرياح", (CCM97) من أجل دراسة مقاييس عناصر المباني الأساسية منها و الثانوية و التحقق من مقاومة الروابط بينهما, (RPA99/2003) من أجل حساب المقاومة ضد الزلازل و (BAEL91) من أجل دراسة البنية التحتية للمبنى .

أما الدراسة الديناميكية لمشروعنا تمت باستخدام البرنامج « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS »

الكلمات المفتاحية:

وصلات, الهياكل المعدنية, مبنى للتخزين, ROBOT, CCM97

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

SOMMARE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE1

CHAPITRE I : Généralités sur la conception de l'ouvrage étudié.....2

I.1 Introduction.....3

I.2 Présentation du projet.....3

I.3 Données géométriques de l'ouvrage.....3

I.4 Localisation et données concernant le site.....4

I.5 Règlements utilisés.....4

I.6 Logiciels utilisés.....5

I. Matériaux5

I.6.1 L'acier de construction métallique (profilé).....5

I.6.2 Acier pour ferrailage5

I.6.3 Le béton5

I.7 Les assemblages.....6

I.7.1 Le boulonnage6

I.7.2 Le soudage.....6

CHAPITRE II : Evaluation des charges et surcharges7

II.1 Introduction8

II.2 Charges permanentes.....8

II.3 Charges climatiques8

II.3.1 La charge de neige.....	9
II.3.2 Charge du vent	10
CHAPITRE III : Dimensionnement des éléments secondaires.....	18
III.1 Introduction	19
III.2 Calcul des pannes.....	19
III.3 Calcul de l'échantignolle.....	29
CHAPITRE IV : Etude sismique	30
IV.1 Introduction	31
IV.2 Critères de classification par le RPA99/2003.....	31
IV.3 Analyse dynamique de la structure.....	31
IV.3.1 Modalisation de la structure	32
IV.3.2 Spectre de réponse de calcul.....	32
IV.3.3 Analyse modale spectrale.....	34
IV.4 Vérification de la structure	34
IV.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure.....	34
IV.4.2 Vérification de l'effort tranchant à la base	35
IV.4.3 Vérification des déplacements.....	36
CHAPITRE V : Vérification des éléments structuraux.....	37
V.1 Introduction	37
V.2 Vérification des traverses	38
V.3 Vérification des poteaux.....	42
V.4 Vérification des contreventements.....	48
V.5 Vérification des stabilités	49
V.5.1 Stabilités en X.....	49
V.6 Vérification de la sablière	50
CHAPITRE VI : Calcul des assemblages.....	52
VI.1 Introduction	53

VI.2 Assemblage poteau – traverse (IPE300 – IPE240).....	53
VI.3 Assemblage traverse – traverse (IPE240 – IPE240)	59
VI.4 Assemblage des contreventements en croix (2CAE100×100× 10).....	61
VI.5 Assemblage poteau-sablière (IPE 300 – IPE 180).....	62
VI.6 Assemblage panne-traverse	65
VI.7 Ancrage pied de poteau (encastrée)	67
CHAPITE VII : Dimensionnement des éléments de fondation.....	75
VII.1 Introduction	76
VII.2 Choix du type de fondation	76
VII.3 dimensionnement des semelles	76
VII.5 Calcul des longrines.....	80
CONCLUSION GENERALE.....	83
Références bibliographiques.....	85
ANNEXES.....	86
ANNEXE A : CHAPITRE II : Evaluation des charges et surcharges	87
ANNEXE B : CHAPITRE III : Dimensionnement des éléments secondaires.....	91
ANNEXE C : CHAPITRE IV : Etude sismique	94
ANNEXE D : CHAPITRE V : Vérification des éléments structuraux.....	98
ANNEXE E: CHAPITRE VI : Calcul des assemblages.....	100
ANNEXE F : CHAPITE VII : Dimensionnement des éléments de fondation.....	104
ANNEXE G: Caractéristiques des profiles.....	105

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Données géométriques de l'ouvrage.....	3
Figure I.2 : Localisation du site du projet.....	4

CHAPITRE II

Figure II.1 : Schéma des charges dans un portique.....	8
Figure II.2 : direction V1 du vent.....	14
Figure II.3 : direction V1 du vent.....	15

CHAPITRE III

Figure III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.....	19
Figure III.2 : Diagramme des moments maximum.....	20
Figure III.3 : Schéma statique des surcharges climatique du vent W sur les pannes.....	21
Figure III.4 : Schéma statique des surcharges climatique de la neige S sur les pannes.....	21
Figure III.5 : Diagramme de moment fléchissant du panneau sandwich TL75.....	22
Figure III.6 : Cas des sollicitations.....	23
Figure III.7 : Coupe transversale de l'échantignolle.....	29
Figure III.8 : Vue en 3D de l'échantignolle.....	29

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Modèle de la structure en 3D.....	32
---	----

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Schéma en 3D de l'assemblage poteau-traverse	53
Figure VI.2 : Schéma en 3D de l'assemblage traverse-traverse.....	59
Figure VI.3 : Assemblage stabilité contreventement en X.....	61

Figure VI.4: Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière	63
Figure VI.5 : Assemblage panne-traverse	65
Figure VI.6 : Schéma en 3D de la base du poteau	67

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : ferrailage des semelles	80
Figure VII.2 : Coupe transversale de la longrine.....	82

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 Valeur de $C_e(z)$ pour la toiture.....	14
Tableau II.2 : Valeurs de C_p pour toitures isolées à deux versants.....	14
Tableau II.3 : Valeurs de C_p pour toitures isolées à deux versants.....	15
Tableau II.3: les valeurs de la pression aérodynamique $W(z)$ et la force Frottement F_w	17

CHAPITRE III

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE160	26
--	----

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	33
Tableau IV.2 : Résultante des forces sismiques à la base.....	35
Tableau IV.3 : Déplacements résultants suivants X.....	36
Tableau IV.4 : Déplacements résultants suivants Y.....	36

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 240.....	38
Tableau V.2: Caractéristiques du profilé IPE 300.....	42
Tableau V.3: Caractéristiques du cornières CAE80 ×8.....	48
Tableau V.4: Caractéristiques du cornières DCAE100×10.....	49
Tableau V.5: Caractéristiques du profilé IPE 180	50

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : La longueur de la semelle.

d : La hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profilé.

t_r : Epaisseur de la semelle de profilé.

Majuscules latines

À : Aire brute d'une pièce.

Anet : Aire nette d'une pièce.

A_w : Aire de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

Ct : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

Ce : Coefficient d'exposition.

Cd : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en général.

G : Module de cisaillement.

I : Moment d'inertie.

K_t : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement.

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: Effort normal de traction.

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversal à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : vitesse moyenne du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

l_f : longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié considéré.

γ_M : Coefficient partiel de sécurité.

λ : Élançement.

λ_{LT} : Élançement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élastique.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{eK} : Déplacement due aux forces sismique.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement.

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Indices

C_{crit} : Critique.

adm : Admissible.

eff : Efficace.

m : Moyenne.

$réf$: Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

$corresp$: Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens X.

Y : Sens Y.

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est un domaine très vaste, qui a vécu un développement important surtout dans le domaine industriel et public, ceci revient aux conditions de confort et de sécurité qui nous offre de plus de mode de construction.

L'introduction de nouveaux matériaux tels que l'aluminium et l'acier et des nouvelles techniques de construction font des bâtiments un chantier en évolution croissante et rapide.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grand portée.

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieur (séisme, vent extrême, ... etc.) appliqués jusqu' aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude des éléments constitutifs de la structure ainsi que de leurs liaisons.

Le principe de ce présent travaille est l'étude d'un gare routière pour Taxi, l'étude de pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcule et de conception, à savoir (RPA99/2003, CCM97, DTR RNV 2013).

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'élément finis ROBOT qui permet à la fois de modéliser, d'analyser et de dimensionner différents types de structures. Ainsi après un pré dimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implémenté dans le logiciel.

CHAPITRE I

Généralités sur la conception de l'ouvrage étudié

I.1 Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

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 du projet

Notre projet consiste en l'étude d'une halle industrielle en charpente métallique (**GARE ROUTIERE**) qui sera implantée à **Aine merane** commune de **Aine merane** dans la wilaya de **Chlef** qui classée selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**) comme zone d'élévée sismicité (**III**)

I.3 Données géométriques de l'ouvrage

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- ❖ Surface occupée : 450 m²
- ❖ Hauteur total : Ht = 7.5 m
- ❖ Largeur de la structure : 15 m
- ❖ Longueur de la structure : 30 m

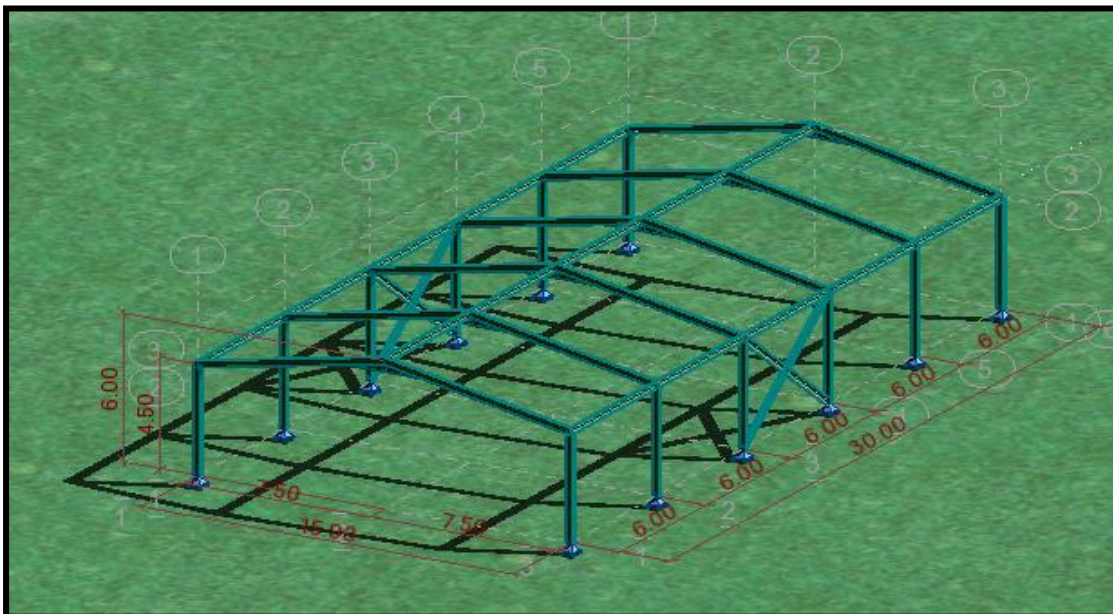


Figure I.1 : Données géométriques de l'ouvrage.

I.4 Localisation et données concernant le site

La halle se trouve à **AIN MERANE** dans la wilaya de **CHLEF** dont :

- ❖ Altitude : 114 m
- ❖ Zone de neige par commune : Zone B
- ❖ Zone du vent : Zone II
- ❖ Zone sismique : Zone III (région d'élévée sismicité)
- ❖ Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1.2$ bars



Figure I.2 : Localisation du site du projet.

I.5 Règlement utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

- Règlement Neige et Vent « RNVA99 ».
- Règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » ; pour l'étude sismique.
- Béton armé aux l'états limites « BAEL91 ».
- Charge permanentes et charge d'exploitations « DTRB.C2.2 ».
- Règlement « CCM97 ».

I.6 Logiciels utilisés

- AUTODESK AUTO CAD 2015.
- AUTODESK ROBOT 2016.

I.7 Matériaux

I.7.1 L'acier de construction métallique (profilé)

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone (généralement inférieur 1%), c'est un matériau par transformation, le fer l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : **Fe 360.**
- La limite élastique : **$f_y = 235$ MPa.**
- La résistance à la traction : **$f_u = 360$ MPa.**
- La masse volumique : **$\rho = 7850$ Kg/m³.**
- Module d'élasticité longitudinale : **$E = 210000$ MPa.**
- Module de cisaillement : **$G = 81000$ MPa.**

I.7.2 Acier d'armatures

Sollicitations sous actions normales :

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

État limite de service :

$$\checkmark \sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark \text{ Sollicitations sous actions accidentelles (séisme) : } \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

I.7.3 Le béton

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, gravies), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé « Béton frais » celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

➤ Propriétés du béton :

-Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Une résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$.
- La masse volumique : $\rho = (2200 \text{ Kg/m}^3 \text{ à } 2400 \text{ Kg/m}^3)$.
- Dosage 350 Kg/m^3

I.8 Les assemblages

I.8.1 Assemblage boulonnés

Le boulonnage constitue le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il permet sur site.

I.8.2 Assemblage soudés

Le soudage est une opération qui consiste à faire fondre un métal d'apport en même temps que les plats ou les profilés à assembler.

❖ Remarque

Les différentes formules de vérifications concernant les assemblages boulonnés et soudés sont données en détails dans **CCM79**.

CHAPITRE II

Évaluation des charges et surcharges

II.1 Introduction

Un bâtiment industriel d'un seul niveau construit avec une structure métallique doit normalement être dimensionné en prenant en compte les actions décrites dans ce chapitre. Les charges permanentes, les charges d'exploitations, les charges climatiques (neige et vent) ainsi que les actions sismiques sont données dans les règlements Algériens DTR B.C 2.2 [7] (charges permanentes et charges d'exploitations), DTR C 2.47 [8] (Neige et vent), et DTR B.C 2.48 [10] (séisme).

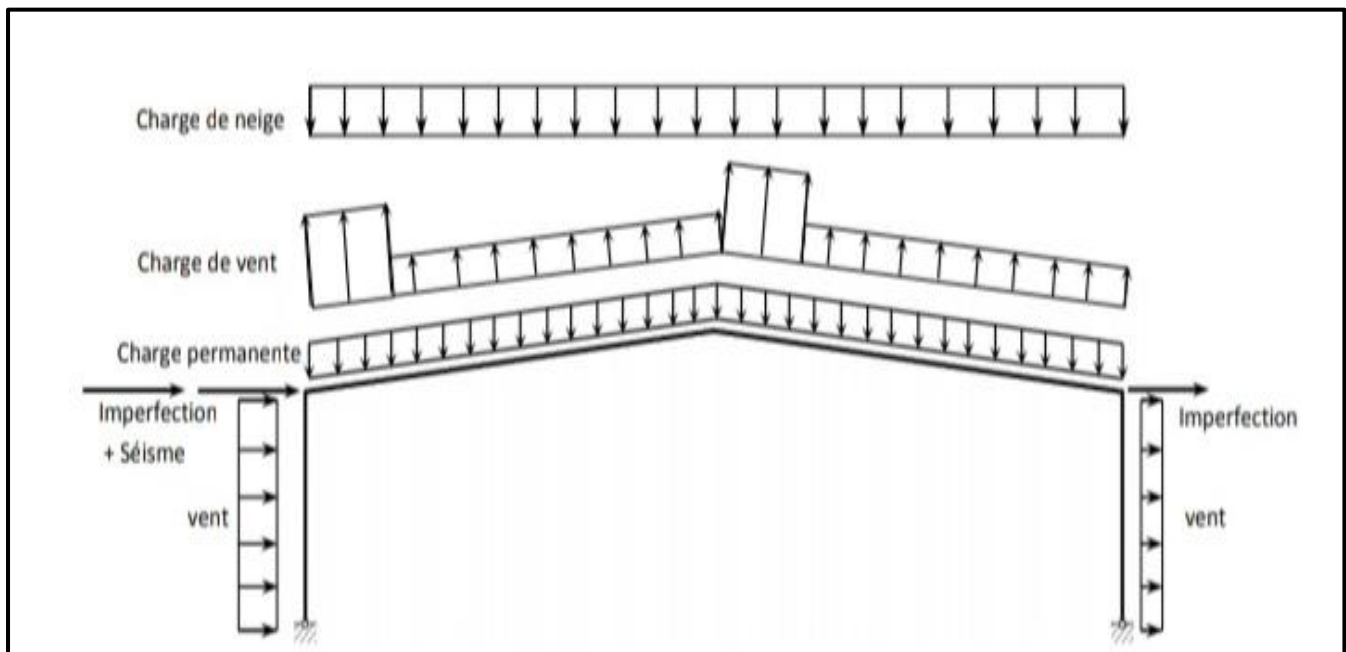


Figure II.1 : Schéma des charges dans un portique

II.2 Charges permanentes

II.2.1 Poids propre

Il convient de vérifier les poids unitaires des matériaux au moyen des données fournisseurs.

Pour le dimensionnement d'une construction avec portique, les valeurs données ci-dessous peuvent être considérées comme typiques des matériaux de couverture. Le poids propre de l'ossature y compris les éléments secondaires sont données par les catalogues selon les profilées considérés. (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation)

II.3 Charges climatiques

Les effets de vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

II.3.1 La neige

Une charge uniformément répartie due à la neige sur la totalité de la surface du toit. La valeur de cette charge dépend de la situation géographique du bâtiment et de son altitude par rapport au niveau de la mer. Selon RNV 2013 [8] (DTR C 2.47), la charge caractéristique de la neige S (en KN/m^2) par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

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

Avec :

- S_k : est la charge de neige sur le sol, exprimée selon les formules données par RNV 2013 (§4)
- μ : un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée par RNV 2013 (§ 6).

II.3.1.1 Charge de neige au sol (S_k)

Notre projet est implanté à AIN MERANE wilaya de CHLEF qui est classé en zone B selon la classification de RNV 2013 avec une altitude d'environ 114m. Donc S_k est donnée la formule.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = 0.1456 \quad \text{KN/m}^2$$

$$S_k = 14.56 \quad \text{daN/m}^2$$

II.3.1.2 Coefficient d'ajustement (μ)

Il est en fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le bâtiment a une toiture à deux versants avec une pente α de :

$$0^\circ \leq \alpha = 11.30 \leq 30^\circ$$

D'où l'on aura le coefficient de pente : $\mu = 0.8$ (Tableau 6.2, §6.2.2.2, RNV 2013).

II 3.1.3 Charge de neige (S)

$$\mu = 0.8$$

$$S = 0.8 \times 0.1456 = 0.1164 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 11.64 \text{ daN/m}^2$$

II.3.2 Charge du vent

Les actions dues au vent sont données par RNV 2013 (DTR C 2-47). Ces derniers exercent sur une construction des pressions quasi-statique dépendant de plusieurs paramètres parmi les quels on cite : pression de référence donnée en fonction de la vitesse du vent. La topographie et la rugosité du terrain, la forme des parois ainsi que la perméabilité de ces derniers. La pression statique du vent q_j qui s'exerce sur un élément j est donnée par la formule suivante (RNV2013 chap 2, § 2.2) :

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

Où :

- C_d : est un coefficient dynamique de la construction (chap3, §2.1).
- $q_{\text{dyn}}(Z_j)$: est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j (chap2, §3.2)
- C_{pe} : est un coefficient de pression extérieure (chap5, §1)
- C_{pi} : est un coefficient de pression intérieure (chap5, §2)

II.3.2.1 Donnée relatives

a) Effet de la région

Selon le RNV 2013, notre projet est situé dans la commune AIN MERANE de la wilaya de CHLEF qui est classé en zone **II**. Par conséquent, selon (tableau 2.2 – RNV 2013), la pression de référence est comme suit : $q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$

b) Effet du site

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient appelé «coefficient d'exposition» $C_e(z)$. Ce dernier tient compte des effets de la rugosité du terrain par le «coefficient de rugosité» $C_r(z)$ et de la topographie du site par le «coefficient de topographie» $C_t(z)$.

La structure sera implantée dans zone industrielle :

D'où

Catégorie de terrain **II** :

- Le facteur de terrain $K_T = 0.19$
 - Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.05\text{m}$
 - La hauteur minimale $Z_{\min} = 2\text{ m}$
- } (tableau 2.4 chap2- RNV 2013)

c) Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, Les dénivellations isolées .etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (chap2, RNV2013).

II.3.2.2 Coefficient dynamique

Le coefficient dynamique (C_d) tient compte des effets de réduction de réduction dus a l'imparfaite corrélation des pression exercées sur les parois ainsi que des effet d'amplification dus à la partie turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

La valeur du coefficient dynamique (C_d) pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée (chap3 - §3.2 – RNV 2013).

$C_d = 1$. Bâtiment dont la hauteur est inferieur à 15m.

II.3.2.3 Pression dynamique (q_{dyn})

La pression dynamique (q_{dyn}) de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{chap2 ; §2.3.1})$$

Où :

- $Q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes est donnée en fonction de la zone du vent.

$$Q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2 \quad (\text{Zone II})$$

- C_e : Coefficient d'exposition au vent.

a) Coefficient d'exposition du vent (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, en outre il tient compte de la nature turbulente u vent.

$C_e(z)$ est donné par :

$$C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z) \times [1+7I_v(z)] \quad (\text{chap2 - §2.4.2}) ;$$

Avec :

- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- I_v : Intensité de la turbulence.
- z (en m) est la hauteur considérée.

b) Coefficient de rugosité (C_r)

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). (chap2 - §2.4.4).

$$\begin{cases} C_r(z) = k_T \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_o} \right) & \text{Pour : } z_{\min} \leq z \leq 200 \\ C_r(z) = k_T \times \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_o} \right) & \text{Pour : } z < z_{\min} \end{cases} \quad (\text{Chap2 ; §2.4.2})$$

Avec :

- k_T : Facteur de terrain.
- z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{\min} (en m) : Hauteur minimale.
- z (en m) : Hauteur considérée.

On a : $z = 7.5\text{m}$ et $z_{\min} = 5\text{m}$; Alors :

$$Z_{\min} = 5\text{m} < z = 10\text{m} < 200\text{m}$$

$$C_r(z) = k_T \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

➤ Pour la toiture : $z = 7.5\text{m}$

$$C_r = 0.19 \times \text{Ln} \left(\frac{7.5}{0.05} \right)$$

$$C_r = 0.952$$

c) Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, Les dénivellations isolées .etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (chap2, RNV2013).

d) Intensité de la turbulence

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{Pour : } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right)} & \text{Pour : } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (\text{Chap2 ; §2.4.6})$$

Alors :

Pour la toiture : $z = 7.5\text{m}$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \text{Ln} \left(\frac{7.5}{0.05} \right)}$$

$$I_v = 0.199$$

$$\checkmark C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

✓ $q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$

	C_t	C_r	I_v	C_e	q_p
Toiture	1	0.952	0.199	2.168	943.08 N/m ²

Tableau II.1 Valeur de $C_e(z)$ pour la toiture.

e) Valeurs des coefficients de pression

➤ Direction V1 du vent : (ANNEXE A)

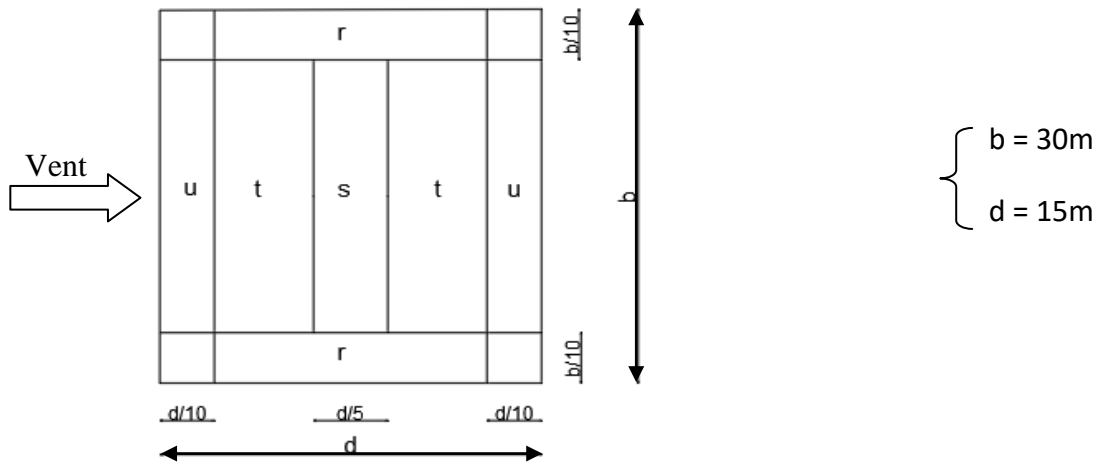


Figure II.2 : direction V1 du vent.

✓ Après l'interpolation :

Angle de la toiture α (degré)	Obstruction $\varphi^{(*)}$		Coefficient s de force globaux C_f	Coefficient locaux $C_{p,net}$			
				Zone t	Zone r	Zone u	Zone s
$\alpha = +11.3$	surpression	φ quelconque	+0.4	+0.752	+1.826	+1.4	+0.4
	dépression	$\varphi = 0$	-0.726	-0.752	-1.552	-1.4	-1.504
		$\varphi = 1$	-1.3	-1.3	-2.052	-1.748	-1.878
	surface			108	45	45	72

Tableau II.2 : Valeurs de C_p pour toitures isolées à deux versants

➤ Pour les zones de chevauchements on prend les valeurs les plus élevés c'est-à-dire max (zone t ; zone r ; zone u ; zone s) donc :

$$C_{p,net} = \begin{cases} + 1.826 & \text{cas de surpression} \\ - 2.052 & \text{cas de dépression} \end{cases}$$

➤ Direction V2 du vent :

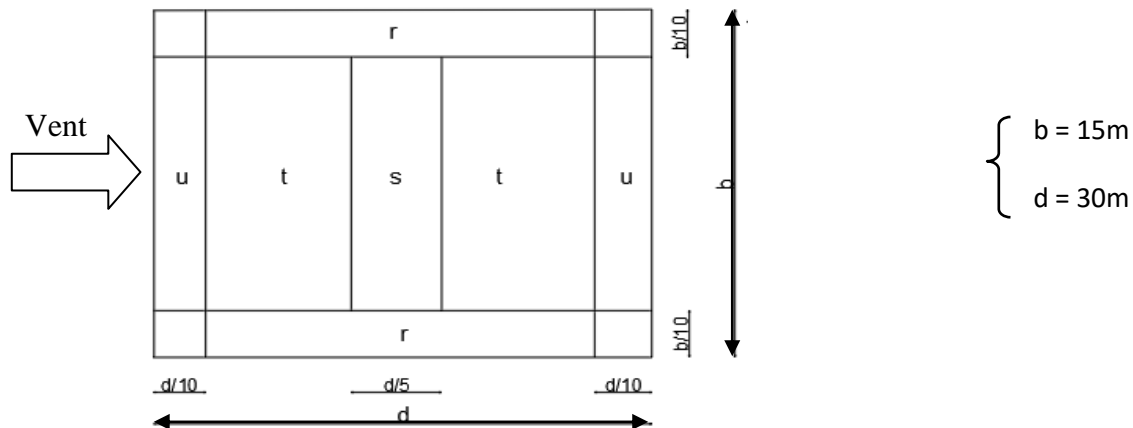


Figure II.3 : direction V1 du vent.

✓ Après l'interpolation :

Angle de la toiture α (degré)	Obstruction $\varphi^{(*)}$		Coefficient s de force globaux C_f	Coefficient locaux $C_{p,net}$			
				Zone t	Zone r	Zone u	Zone s
$\alpha = +11.3$	surpression	φ quelconque	+0.4	+0.752	+1.826	+1.4	+0.4
	dépression	$\varphi = 0$	-0.726	-0.752	-1.552	-1.4	-1.504
		$\varphi = 1$	-1.3	-1.3	-2.052	-1.748	-1.878
	surface			108	45	45	72

Tableau II.3 : Valeurs de C_p pour toitures isolées à deux versants

➤ Pour les zones de chevauchements on prend les valeurs les plus élevés c'est-à-dire max (zone t ; zone r ; zone u ; zone s) donc :

$$C_{p,net} = \begin{cases} + 1.826 & \text{cas de suppression} \\ - 2.052 & \text{cas de dépression} \end{cases}$$

II.3.2.4 Détermination des pressions

a) Pression due vent q_j :

Les démarches suivantes permettent de définir la pression due au vent qui s'exerce sur la structure. Les valeurs sont détaillées dans le tableau II.....

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donné par :

$$q_j = C_d \times W (z_j) \dots\dots\dots [N/m^2]$$

Avec :

- C_d : est le coefficient dynamique de la construction.
- W (en N/m^2) : est la pression nette exercée sur l'élément de surface, calculé à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

b) La pression aérodynamique $W(z_j)$:

Les démarches suivantes permettent de définir la pression aérodynamique qui s'exerce sur la structure. Les valeurs sont détaillées dans le tableau II.....

Dans notre cas on a une toiture isolée, donc :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times C_{p,net} \dots\dots\dots [N/m^2] \quad (\text{Chap2 ; §2.5.2})$$

Avec :

- $W(z_j)$: la pression aérodynamique ;
- q_p (en N/m^2) : est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j ;
- $C_{p,net}$: est la coefficient de pression nette ;

c) La force exercée par le vent F_w :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante : (les valeurs sont détaillées dans le tableau II.....).

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(z_e) \times A_{ref} \dots\dots [N] \quad (\text{chap2 - §2.6.1})$$

Avec :

- C_d : est le coefficient dynamique (dans notre cas $C_d=1$) ;
- C_f : est le coefficient de force ;
- A_{ref} : est l'aire de référence de la construction ou de l'élément de construction ;

Zone	Aire (m ²)	q _p (N/m ²)	C _f		C _{p,net}		W (N/m ²)		F _w (KN)	
			surp	dépr	surp	dépr	surp	dépr	surp	dépr
t	108	943.08	+0.4	-1.3	0.752	-1.3	709.196	-1226.004	40.741	-132.408
r	45	-	-	-	1.826	-2.052	1722.064	-1935.20	16.975	-55.170
u	45	-	-	-	1.4	-1.748	1320.312	-1648.503	16.975	-55.170
s	72	-	-	-	0.4	-1.878	377.232	-1771.104	27.160	-88.272
Chevauchement	4.5	-	-	-	1.826	-2.052	1722.064	-1935.20	1.697	-5.517

Tableau II.3: les valeurs de la pression aérodynamique W (z_j) et la force de Frottement F_w

CHAPITRE III

Dimensionnement des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité d'ensemble de la structure. Dans cette partie, nous calculons les pannes.

III.2 Calcul des pannes

a) Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et les surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme, elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires, elles sont réalisées soit en profilé « I ou en U », soit à treillis pour les portées supérieures à 6m.

b) Principe de calcul :

- Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

c) Données de calcul :

Chaque panne repose sur 2 appuis.

Le porté entre axe des pannes $e = 1,5$ m (Espace entre 2 pannes).

La pente de chaque versant est $\alpha = 11,30^\circ$.

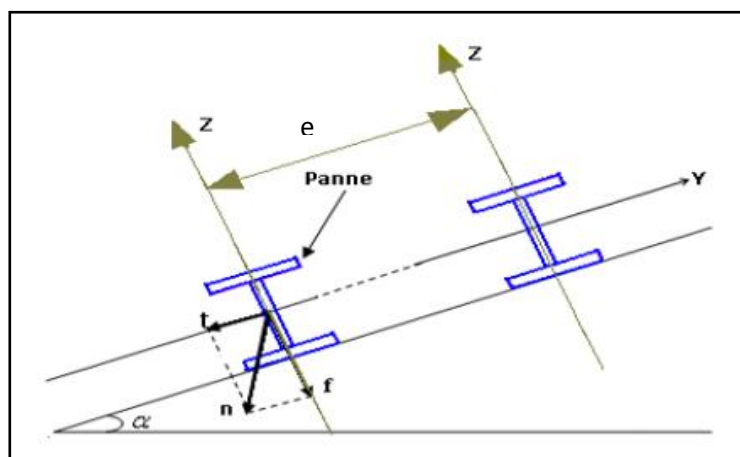


Figure III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.

III.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes (G) :

Poids propre du panneau sandwich TL 75 : $G = 14.20 \text{ daN/m}^2$ voir (ANNEXE)

$$G = 14.20 \times e = 14.20 \times 1.5 = 21.3 \text{ daN/ml}$$

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P_{eq} due aux charges d'entretiens est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dû à P_{eq} et aux charges ponctuelles P .

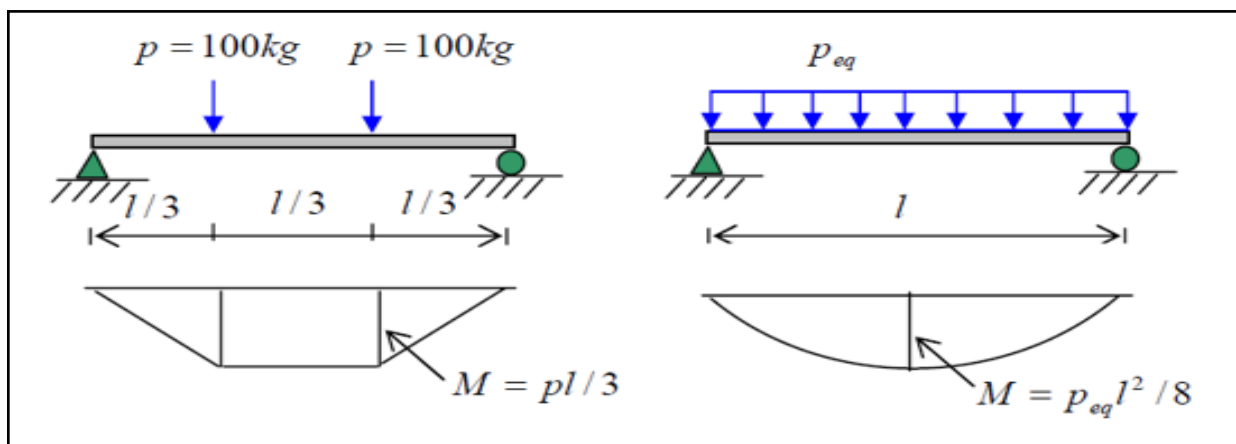


Figure III.2 : Diagramme des moments maximum.

$$M_{\max} = P \frac{l}{3} = P_{eq} \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8P}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/ml}$$

✓ On pose : $P_{eq} = Q$

c) Surcharge climatique due au vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la facade principale perpendiculaire au versant et dont $C_{p,net} = -2.052$; chargée en zone **r** :

$$W = -193.520 \text{ daN/m}^2$$

$$W = -193.520 \times e = -193.520 \times 1.5 = -290.28 \text{ daN/ml} \quad (\text{par projection horizontal})$$

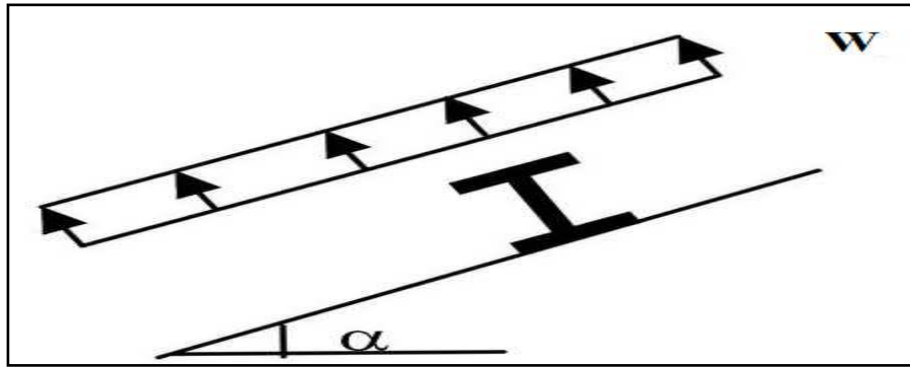


Figure III.3 : Schéma statique des surcharges climatique du vent W sur les pannes.

d) Surcharge climatique de la neige :

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région ; altitude) et de la forme de toiture.

$$S = 11.64 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 11.64 \times e = 11.64 \times 1.5 = 17.46 \text{ daN/ml}$$

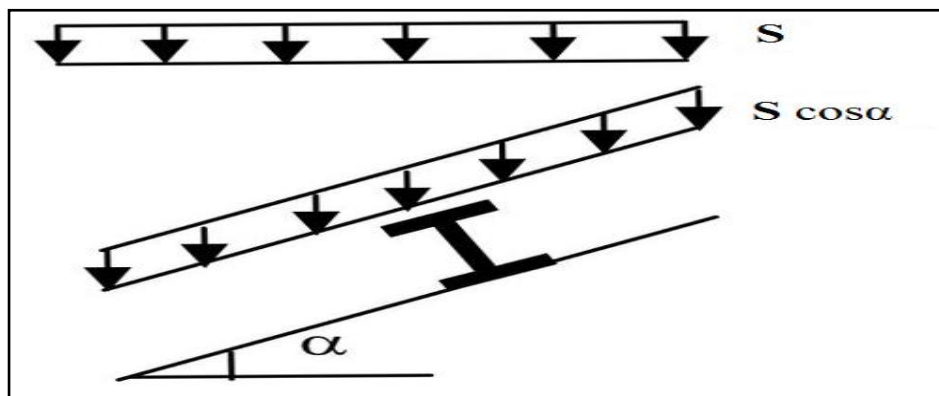


Figure III.4 : Schéma statique des surcharges climatique de la neige S sur les pannes.

III.2.1.1 Combinaison de charge les plus défavorables

1. $1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 21,3) + (1,5 \times 44,44) = 95,41 \text{ daN/ml}$
2. $1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 21,3) + (1,5 \times (-290,28)) = -406,66 \text{ daN/ml}$
3. $1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 21,3) + (1,5 \times 17,46) = 54,94 \text{ daN/ml}$
4. $1,35 G + 1,35 W + 1,35 S = (1,35 \times 21,3) + (1,35 \times (-290,28)) + (1,35 \times 17,46)$
 $1,35 G + 1,35 W + 1,35 S = -339,55 \text{ daN/ml}$
5. $G + S = 21,3 + 17,46 = 38,76 \text{ daN/ml}$
6. $G + W = 21,3 - 290,28 = -268,98 \text{ daN/ml}$

La combinaison la plus défavorables est la combinaison N° 2 ;

$$q = -406,66 \text{ daN/ml}$$

III.2.1.2 Moment maximal pour une poutre continue sur 5 appuis simples

Le moment maximal est déterminé selon l'abaque de MAQUART.

Voir (ANNEXE)

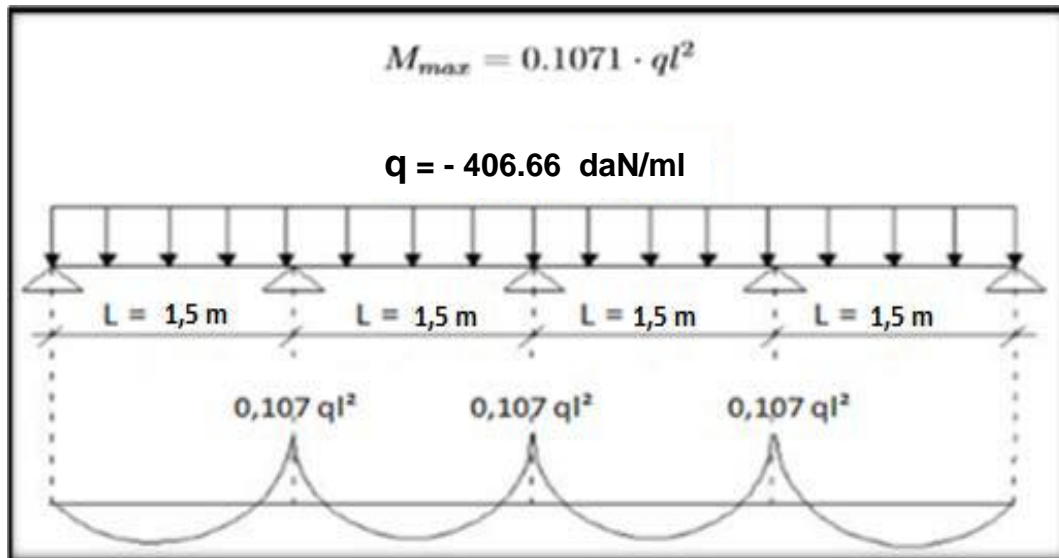


Figure III.5 : Diagramme de moment fléchissant du panneau sandwich TL75

III.2.1.3 Vérification de l'espacement

$$\frac{M_{max}}{W} \leq f_y \quad \longrightarrow \quad M_{max} \leq f_y \times w$$

$$\Rightarrow 0,107ql^2 \leq f_y \times w$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times w}{0,107 q}}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{160 \times 10^5 \times 49 \times 10^{-6}}{0,107 \times 406,66}}$$

$$\Rightarrow l \leq 4,24$$

On prend : $e = 1,5 \text{ m}$

III.2.1.4 Vérification de la flèche de la toiture

LA flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{vmax}$

Avec :

$$f_{vmax} = \frac{l}{200} = \frac{150}{200} = 0,75 \text{ cm}$$

$$f = 0,485 \times \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0,485 \times \frac{5 \times 406,66 \times (150)^4}{384 \times 210000 \times 247,7} \times 10^{-3} = 0,024 \text{ cm}$$

$f = 0,024 \text{ cm} < f_{vmax} = 0,75 \text{ cm}$ Condition vérifiée ;

III.2.2 Dimensionnement des pannes

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

➤ Charge permanente G

- Poids de la couverture : $G_c = 21.3 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de la panne (choisissant **IPE160**) : $G_p = 15.8 \text{ daN/m}$

➤ Charge d'entretien Q

- Deux charges concentrées de $100\text{kg} = (100\text{daN})$ chacune située à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne.

➤ Action climatique

- Neige (S) : 17.46 daN/ml
- Vent (w) : $- 290.28 \text{ daN/ml}$

III.2.2.1 Détermination des sollicitations

- La pente du versant : $\alpha = 11.30^\circ$ $\begin{cases} \cos \alpha = 0.983 \\ \sin \alpha = 0.195 \end{cases}$
- Espacement entre pannes : $e = 1.5\text{m}$

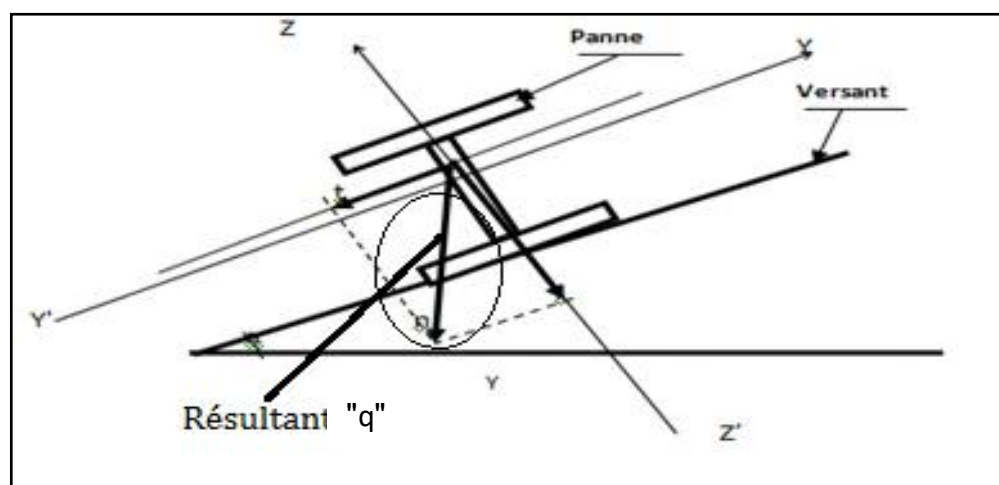


Figure III.6 : Cas des sollicitations.

➤ **Les charges permanentes**

$$\text{La couverture} \begin{cases} 21,3 \times \cos \alpha = 20,89 \text{ daN/ml} \\ 21,3 \times \sin \alpha = 4,17 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\text{La panne} \begin{cases} 15,8 \times \cos \alpha = 15,5 \text{ daN/ml} \\ 15,8 \times \sin \alpha = 3,09 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

➤ **La charge d'entretien**

$$\begin{cases} Q_z = 44,44 \times \cos \alpha = 43,56 \text{ daN/ml} \\ Q_y = 44,44 \times \sin \alpha = 8,70 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

➤ **Les actions climatiques**

$$\text{La neige} \begin{cases} S_z = 17,46 \times \cos \alpha = 17,12 \text{ daN/ml} \\ S_y = 17,46 \times \sin \alpha = 3,42 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

Le vent : $W = -290,28 \text{ daN/ml}$

III.2.2.2 Combinaison des charges

On prend la combinaison la plus défavorable : **1,35 G + 1,5 W**

❖ **Plan (y-y)**

$$q_z = 1,35 \times (20,89 + 15,5) + 1,5 \times (-290,82) = -387,10 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = -387,10 \times \frac{6^2}{8} = -1741,95 \text{ daN.m}$$

❖ **Plan (z-z)**

$$q_y = 1,35 \times (4,17 + 3,09) + 1,5 \times (0) = 9,80 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 9,80 \times \frac{6^2}{8} = 44,1 \text{ daN.m}$$

III.2.2.3 Vérification des contraintes

Par la méthode plastique : (CCM99 ; §5.4.8)

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{z,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les profilés en I : $\alpha = 2$; $\beta = 1$

Avec :

$$M_{y,pl Rd} = W_{pl,y} \times f_y = 88,34 \times 2350 = 207599 \text{ daN.cm}$$

$$M_{z,pl Rd} = W_{pl,z} \times f_y = 19,25 \times 2350 = 45237,5 \text{ daN.cm}$$

Donc :

$$\left(\frac{1741,95 \times 10^2}{\frac{207599}{1,1}} \right)^2 + \left(\frac{44,1 \times 10^2}{\frac{45237,5}{1,1}} \right)^1 = \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.24 Vérification de l'aptitude de service (ELS)

$$f \leq \frac{1}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

➤ Les combinaisons des charges à (ELS)

❖ (G+Q)

$$q_y = (4,17 + 3,09) + 8,7 = 15,96 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (20,89 + 15,5) + 43,56 = 79,95 \text{ daN/ml}$$

❖ (G+S)

$$q_y = (4,17 + 3,09) + 3,42 = 10,68 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (20,89 + 15,5) + 17,12 = 53,51 \text{ daN/ml}$$

❖ (G+W)

$$q_y = (4,17 + 3,09) + 0 = 7,26 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (20,89 + 15,5) + (-290,28) = -253,89 \text{ daN/ml}$$

Donc on prend la combinaison la plus défavorable (G+W) :

❖ Plan (y-y)

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times (7,26 \times 10^{-2}) \times (600)^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 68,31} = 0,85 \text{ cm} < f = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Plan (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times (253,89 \times 10^{-2}) \times (600)^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 869,3} = 2,34 \text{ cm} < f = 3 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Le profilé **IPE 160** satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE 160	15,8	20,1	145,2	82	7,4	5,0	127,2	869,3	68,31	123,9	26,10

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE160.

III.2.2.5 Classe du profilé IPE160

A) 1 Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{avec:} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 72\xi \quad \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

B) Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} = \frac{82}{7,4} = 5,54 \leq 10\xi \quad \Rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

➤ **Donc :** La section du profilé globale est de classe 1.

C) Résistance de la panne au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec :

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{LT} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{CCM99; §5.5.2(1)})$$

- $\beta_A = 1$ Pour les section de classe I
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21 \Rightarrow$ Pour les profilés laminés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

- M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \quad (\text{Annexe; CCM97; §B. 1.3.3})$$

Avec :

- ❖ $C_1 = 1,132$
- ❖ $L = 600 \text{ cm}$
- ❖ $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- ❖ $I_t = 3,6 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de torsion)
- ❖ $I_z = 68,31 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de flexion suivant l'axe $(z - z)$)
- ❖ $I_w = 3,96 \times 10^3 \text{ cm}^6$ (Moment d'inertie de gauchissement)
- ❖ $E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$

Application numérique :

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68,31}{(600)^2} \times \sqrt{\frac{3,96 \times 10^3}{68,31} + \frac{(600)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 3,6}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68,31}}$$

$$M_{cr} = 1256617,75 \text{ N.cm} \Rightarrow M_{cr} = 1256,617 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1256,617}} = 1,52$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,52 > 0,4 \dots \dots \dots$ Condition vérifié

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,52 - 0,2) + 1,52^2] = 1,793$$

Donc :

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,793 + \sqrt{1,793^2 - 1,52^2}} = 0,36 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{LT} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,36 \times 1 \times 123,9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1,1} = 952,90 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = \dots < M_{b,Rd} = 952,90 \text{ daN.m} \dots$ Condition vérifiée

III.2.3 Résistance au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad ; \quad (\text{CCM97; §5.6.1(1)})$$

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 69$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

III.2.4 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est satisfaite : (CCM97 ; §5.7.7(1))

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme} \Rightarrow A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 5 \times (145,2 - 2 \times 7,4) = 652 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} : \text{Aire de la semelle comprimée} \Rightarrow A_{fc} = b \times t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$k = 0,3 \text{ (Pour une semelle de classe I)}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} k \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{652}{606,8}} = 277,89 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \end{array} \right.$$

Donc : $25,44 < 277,89 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

III.3 Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement du au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

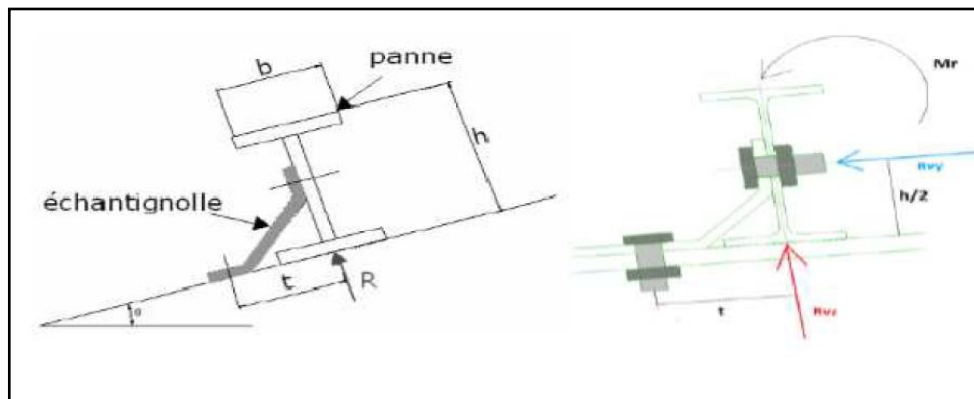


Figure III.7 : Coupe transversale de l'échantignolle.

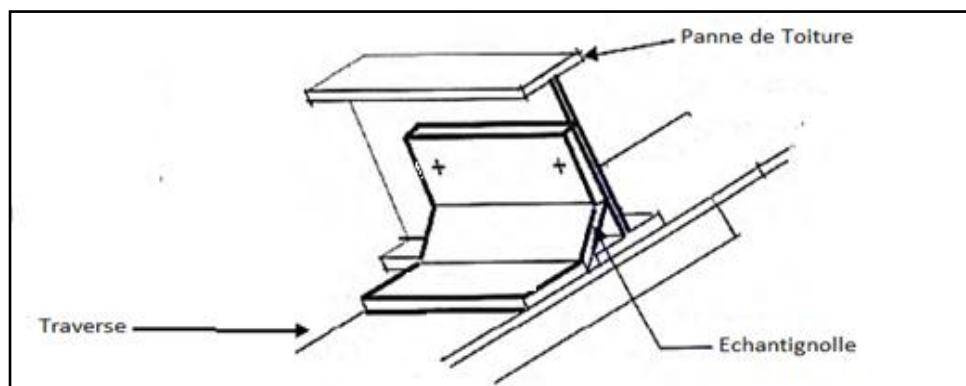


Figure III.8 : Vue en 3D de l'échantignolle.

III.3.1 Dimensionnement de l'échantignolle

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

a) L'excentrement « t »

« t » est limité par la condition suivante :

$$2 \times \left(\frac{b_f}{2}\right) \leq t \leq 3 \times \left(\frac{b_f}{2}\right)$$

Pour un IPE160 : $b = 82 \text{ mm}$

$$2 \times \left(\frac{82}{2}\right) = 82 \text{ mm} < t < 3 \times \left(\frac{82}{2}\right) = 123 \text{ mm}$$

Donc on prend : $t = 9 \text{ cm}$

b) Calcul du moment de renversement « M_r »

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2}$$

Avec :

- $R_y = q_{y,sd} \times \frac{L}{2}$

$$q_{y,sd} = 1,35 G \times \sin\alpha = 1,35 \times (15,8 + 21,3) \times \sin 11,30 = 9,81 \text{ daN/ml}$$

- $R_z = q_{z,sd} \times \frac{L}{2}$

$$q_{z,sd} = G \times \cos\alpha + 1,5 V + (15,8 + 21,3)(\cos 11,30) + 1,5(-290,28) = -399,03 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_y = 29,43 \text{ daN} \\ R_z = -1197,01 \text{ daN} \end{cases}$$

- **Echantignolle de rive**

$$R_y = 29,43 \text{ daN}$$

$$R_z = -1197,01 \text{ daN}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 29,43 \times 9 + 1197,01 \times 8 = 9840,95 \text{ daN.cm}$$

- **Echantignolle intermédiaire**

$$R_y = 2 \times 29,43 = 58,86 \text{ daN}$$

$$R_z = 2 \times (-1197,01) = -2394,02 \text{ daN}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 58,86 \times 9 + 2394,02 \times 8 = 19681,9 \text{ daN.cm}$$

c) Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

Généralement les échantignolles sont des tôle pliés à froids, de la classe minimale (classe 3).

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

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{W_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{19681,9 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 9,21 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \quad (\text{Pour les sections rectangulaires})$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 9,21}{82}} = 0,82 \text{ cm}$$

$$e \geq 0,82 \text{ cm}$$

On prend une échantignolle d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$.

CHAPITRE IV

Étude sismique

IV.1 Introduction

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme, il a été jugé qu'une étude sismique est primordiale.

Alors il nous faut une bonne conception des structures à fin d'éviter les endommagements causés par ce phénomène.

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA 99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2 Critères de classification par le RPA99/V 2003

La structure à étudier se trouve dans la wilaya de CHLEF qui se situe dans une zone sismique III, cet ouvrage représente un bâtiment industriel, il est considéré comme groupe d'usage 3 ouvrages de faible importance. Il est classé en catégorie S3 « site meuble ».

IV.3 Analyse de la structure :

a) Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- ❖ Les chargements statiques :
 - ⇒ Poids propre de la structure
 - ⇒ Les effets dus aux actions climatiques
- ❖ Les chargements dynamiques :
 - ⇒ Les effets sismiques

b) Méthode de calcul

Notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale

c) Principe de la méthode

Elle permet de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

IV.3.1 Modélisation de la structure

La modalisation est l'établissement d'un modèle numérique à partir de la structure réelle, ceci sera suivi par certaines modifications afin de se rapprocher du comportement réel de la structure.

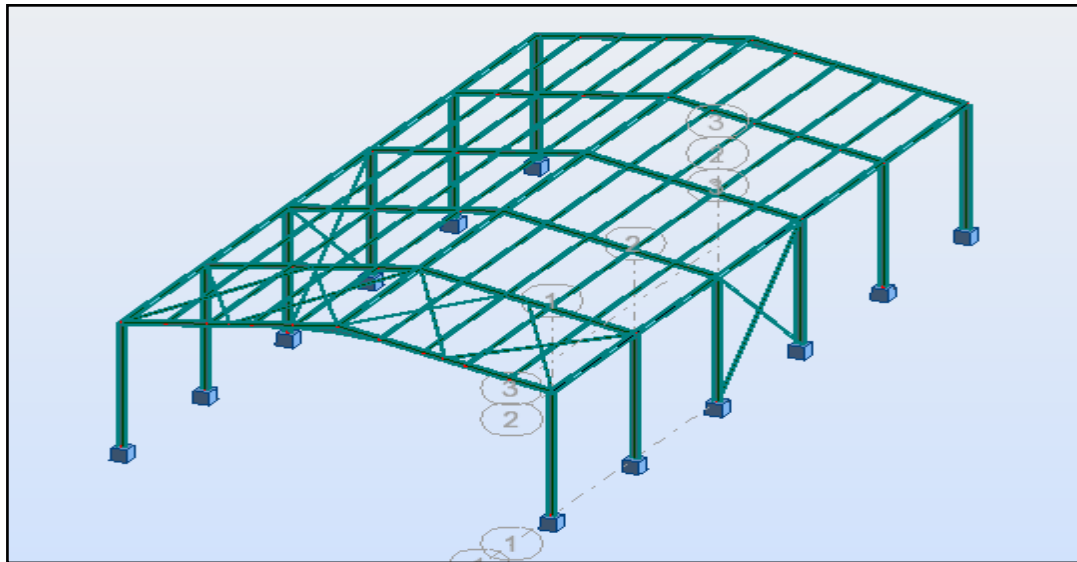


Figure IV.1 : Modèle de la structure en 3D

IV.3.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (4.3.3 ; RPA99/V2003)

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$A = 0,15$ (Tableau 4.1; RPA99/V2003)

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\S 4.3 ; \text{RPA99/V2003})$$

Où $\xi(\%)$ (Tableau 4.2 ; RPA99/V2003) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$ on a $\eta = 1$

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$ (Tableau 4.7 ; RPA99/V2003)

R : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction de la description du système de contreventement : Ossature contreventée par palée triangulée en V et en X. (Tableau 4.3 RPA99/V2003).

Q : facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$ (Tableau 4.4 RPA99/V2003)

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0,05
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

Donc :

$$\text{Le facteur de qualité } Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,2$$

IV.3.3 Analyse modale spectrale

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique III (wilaya de Chlef)
- Groupe d'usage 3 (ouvrages de faible importance).
- Site meuble (S3)
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement $R = 4$
- Facteur de qualité dans les deux sens (X ; Y) $Q = 1,20$.

IV.4 Vérification de la structure

IV.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_T \times h_N^{3/4}$

(§4.2.4 ; RPA99/V2003)

Avec :

C_T : Coefficient, en fonction du système de contreventement, donné par (Tableau 4.6 ; RPA99/V2003)

Pour le système de contreventement : Portiques auto stables acier sans remplissage en maçonnerie en $C_T = 0,085$.

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 7,5 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } T = 0,085 \times 7,5^{3/4} = 0,38 \text{ s}$$

Donc :

$$T = 0,36 < 1,3 \times T = 1,3 \times 0,38 = 0,49$$

Condition vérifiée.

IV.4.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donné par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \quad (\S 4.3.6 \text{ RPA99/V2003})$$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivant :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen $D = 2,5\eta = 2,5 \dots\dots\dots (0 < T < T_2)$

Q_x : facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,20$)

Q_y : Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,20$)

Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de Y)

Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de X)

W : Poids totale de la structure (calculée par ROBOT) $W = 13024,50 \text{ daN}$.

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 13024,50 = 1465,25 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 13024,50 = 1465,25 \text{ daN}$$

	V_t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	$V_t > 80\% V$
V_x	1702,14	1465,25	1172,2	Vérifiée
V_y	2161,13	1465,25	1172,2	Vérifiée

Tableau IV.2 : Résultante des forces sismiques à la base.

IV.4.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots (4.43 \text{ RPA99/V2003})$$

R : Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Toiture	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	condition
	0,3	4	1,2	7,5	Vérifiée

Tableau IV.3 : Déplacements résultants suivants X.

Toiture	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1% h_k (cm)	condition
	0,1	4	0,4	7,5	Vérifiée

Tableau IV.4 : Déplacements résultants suivants Y

Donc :

La condition des déplacements est vérifiée dans les deux directions (X-X), (Y-Y)

CHAPITRE V

Vérification des éléments structuraux

V.1 Introduction

Le calcul des différents éléments structuraux exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies règlementairement, 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 souhaitée et de vérifier que les contraintes et les déformations restent au-dessous des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement « CCM97 »

V.2 Vérification des traverses

Pour les traverses, nous avons opté des profilés en IPE 240

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE 240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190,4	3892	283,6	366,6	73,92

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 240

Les sollicitations

- Effort normal : $N_{sd} = 4579,74 \text{ daN}$
- Effort tranchant : $V_{sd} = 34348,05 \text{ daN}$
- Moment fléchissant : $M_{sd} = \begin{cases} -20608,8 \text{ daN.m} \\ 18376,8 \text{ daN.m} \end{cases}$

V.2.1 Classe de la section transversale du profilé 220

Classe de l'âme fléchie et comprimée

- classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,7 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

- classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{120}{2}}{9,2} = 6,52 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

➤ Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

V.2.2 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$ (§5.4.7 (1) /CCM97)

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 39,1 - 2 \times 12 \times 0,98 + (0,62 + 2 \times 0,15) \times 0,98$$

$$A_v = 14,67 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{14,67 \times 2350}{1,1} = 18177,46 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7616,7 \text{ daN} \leq V_{Pl,Rd} = 18177,46 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3 Vérification de la résistance à la flexion composée

- Vérification au déversement

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0,4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section transversale de classe 1)

$$\lambda_1 = 93,9\xi \quad \text{Avec} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Puisque les traverses sont encastées aux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égaux à 0,5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme : (Annexe B §B.2.2(6) ; CCM97)

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0.25}}$$

$C_1 = 2,609$ (selon le Tableau B.1.1. de moment et le facteur de longueur effective K)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 750 \times \left(\frac{366,6^2}{408,38 \times 10^2 \times 283,6} \right)^{0.25}}{\sqrt{2,609} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 750)^2 \times 8,08 \times 9,03}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 408,38 \times 10^2} \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 78,11$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{78,11}{93,9} = 0,83 > 0,4 \dots\dots\dots \text{Il y a un risque de déversement.}$$

La formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4 (2) ; CCM97)$$

Calcul de χ_z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\left(\frac{l_{fz}}{i_z}\right)}{\lambda_1} = \frac{750/2,69}{93,9} = 2,96 > 0,2$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (z-z) :

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

Avec :

α : Le facteur d'imperfection

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{240 \text{ mm}}{120 \text{ mm}} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,1020$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,102 \times (2,96 - 0,2) + 2,96^2] = 5,02$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \left[\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{5,02 + \left[5,02^2 - 2,96^2 \right]^{0,5}} = 0,11 < 1$$

Calcul de K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,8 - 0,7 \times (-0,26) = 1,982$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 2,96 \times 1,982 - 0,15 = 0,73 < 0,9$$

Alors :

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,73 \times 4579,74}{0,11 \times 39,1 \times 2350} = 0,33$$

Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right]^{0.5}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ (pour les profilés laminés)

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,83 - 0,2) + 0,83^2] = 0,91$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,91 + [0,91^2 - 0,83^2]^{0.5}} = 0,77 < 1$$

Donc :

$$\frac{4579,74}{0,102 \times \frac{39,1 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,33 \times 20608,8}{0,77 \times \frac{366,6 \times 2350}{1,1}} = 0,54 \leq 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Le profilé **IPE 240** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance.

V.3 Vérification des poteaux

Pour les poteaux, nous avons opté des profilés en **IPE 300**

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE 300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	248,6	8356	604	628	1250

Tableau V.2: Caractéristiques du profilé IPE 300

Les sollicitations

- Effort normal : $N_{sd} = 6529,14$ daN
- Effort tranchant : $V_{sd} = 2415,78$ daN
- Moment fléchissant : $M_{sd} = 10251,13$ daN.m

V.3.1 Classe de la section transversale du profilé IPE 300

- Classe de l'âme fléchie et comprimée

Dans ce cas : $\alpha = 0,62 > 0,5$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396}{(13\alpha - 1)} \xi \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Tableau 53.1: feuille 1 du CC M97})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < \frac{396}{(13\alpha - 1)} \xi = \frac{396}{(13 \times 0,62 - 1)} = 56,09 \quad \text{L'âme est classe 1.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 11 \xi \quad (\text{Tableau 53.1: feuille 3 du CC M97})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{150}{2}}{10,7} = 7,009 \leq 11$$

La semelle est de classe 2.

➤ Donc : la section du profilé globale est de classe 2.

V.3.2 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ (§5.4.7 (1) /CCM97)

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Avec : $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 19,33 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{19,33 \times 2350}{1,1} = 23951,62 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2415,78 \text{ daN} \leq V_{pl,Rd} = 23951,62 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée

- Vérification au déversement

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0,4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section transversale de classe 2)

$$\lambda_1 = 93,9\xi \quad ; \quad \text{Avec} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Puisque les poteaux sont articulés en tête et encastrés en pied, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égaux à 0,7 et donc la formule de λ_{LT} est de forme : (Annexe §B.2.2(6) ; CCM97).

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0.25}}$$

$C_1 = 2,092$ (selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,7 \times 420 \times \left(\frac{628^2}{1359 \times 10^2 \times 604} \right)^{0.25}}{\sqrt{2,092} \times \left[\left(\frac{0,7}{0,7} \right)^2 + \frac{(0,7 \times 420)^2 \times 8,08 \times 15,21}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 135900} \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 53,51$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{53,51}{93,9} = 0,56 > 0,4$$

Donc : Il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4 (2) ; CCM97)$$

Calcul de χ_z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{(420)}{(3,35)} = 1,33 > 0,2$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (z-z) :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2}]$$

Avec :

α : Le facteur d'imperfection

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 2 \geq 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,4133$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,4133 \times (1,33 - 0,2) + 1,33^2] = 1,60$$

Donc :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0,5}} = \frac{1}{1,6 + [1,6^2 - 1,33^2]^{0,5}} = 0,4 < 1$$

Calcul de χ_y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{33,6}{93,9} = 0,35 > 0,2$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (y-y) :

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2}]$$

Avec :

α : Le facteur d'imperfection

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 2 \geq 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,95$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,95 \times (0,35 - 0,2) + 0,35^2] = 0,63$$

Donc :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}]^{0,5}} = \frac{1}{0,63 + [0,63^2 - 0,35^2]^{0,5}} = 0,86 < 1$$

Calcul de K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,4$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,76$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,33 \times 1,76 - 0,15 = 0,20 < 0,9$$

Alors:

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,2 \times 6529,14}{0,4 \times 19,33 \times 2350} = 0,92$$

Calcul de χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,56$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (pour les profilés laminés)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,69$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{0,69 + \left[0,69^2 - 0,56^2 \right]^{0,5}} = 0,75 < 1$$

Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_y = 0,86$$

$$\mu_y = 0,15 \times \bar{\lambda}_y \times \beta_{My} - 0,15$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,78$$

$$\mu_y = 0,15 \times 0,35 \times 1,78 - 0,15 = -0,056$$

Alors :

$$K_y = 1 - \frac{-0,056 \times 6529,14}{0,86 \times 19,33 \times 2350} = 1,009$$

Donc :

$$0,4 \times \frac{6529,14}{1,1 \times 19,33 \times 2350} + \frac{0,92 \times 10251 \times 10^2}{628 \times 2350} = 0,92 \leq 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification au flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Donc :

$$0,4 \times \frac{6529,14}{1,1 \times 19,33 \times 2350} + \frac{1,009 \times 10251 \times 10^2}{628 \times 2350} = 0,97 \leq 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Le profilé **IPE 300** répond à toutes les conditions des règles de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.3.4 Vérification des déplacements

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux Δ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{ad}$$

Avec :

$$\Delta_{ad} = \frac{h}{125} = \frac{600}{125} = 4,8 \text{ cm} \quad (4.2.2.2 (3); CCM97)$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f \times h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2K}\right)$$

σ_f : la contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,sd}}{W_{pl,y}} = \frac{10251,13}{628} = 16,32 \text{ daN/cm}^2$$

h : hauteur du poteau.

H : hauteur du profilé du poteau.

$$K = \frac{I_{y,poutre}}{I_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{3892}{600} \times \frac{600}{8356} = 0,46$$

$$\Delta = \frac{16,32 \times 600^2}{3 \times 10000 \times 60} \left(1 + \frac{1}{2 \times 0,46} \right) = 4,12 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta = 4,12 \text{ cm} \leq \Delta_{ad} = 4,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.4 Vérification des contreventements

Pour les contreventements nous avons opté des profilés en cornières CAE90 ×9 avec :

$$L = 8,48 \text{ m}$$

Profilé	Poids	Sectio n	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
CAE80×8	9,63	12,27	80	80	8	10	5	72,25	72,25	2,43	2,43

Tableau V.3: Caractéristiques du cornières CAE80 ×8

Puisque c'est un contreventement en X, on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de l = L/2 = 4,25 m

Les sollicitations

- Effort normal : N_{sd} = 3311,21 daN (traction)

V.4.1 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \quad (\S 5.4.3 (1)(2) ; \text{CCM97})$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{12,27 \times 2350}{1,1} = 26213,18 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 12,27 \times 3600}{1,25} = 31803,84 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{12,27 \times 2350}{1,25} = 23067,6 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 23067,6 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3311,21 \text{ daN} < N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 23067,6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.5 Vérification des stabilités

V.5.1 Stabilités en X

Pour les stabilités nous avons opté des profilés en X (avec : L= 9,6 m)

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
CAE90×7	9,61	12,24	90	90	7	11	5,5	92,25	92,25	14,13	14,13

Tableau V.4: Caractéristiques du cornières DCAE100×10

Les sollicitations

- Effort normal : $N_{sd} = 3825,47 \text{ daN}$ (traction)

V.5.1.2 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}] \quad (\S 5.4.3 (1)(2); \text{CCM97})$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{12,24 \times 2350}{1,1} = 26149,09 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 12,24 \times 3600}{1,25} = 31726,08 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{12,24 \times 2350}{1,25} = 23011,2 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 23011,2 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3825,47 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 23011,2 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.6 Vérification de la sablière

Pour les sablières nous avons opté des profilés IPE 180

Profilé	Poids	Sectio n	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE 180	23,9	118,8	180	91	8	5,3	146	1317	100,81	166,4	34,6

Tableau V.5: Caractéristiques du profilé IPE 180

Les sollicitations

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 192,34 \text{ daN.m}$

V.6.1 Classe de la section transversale du profilé IPE 180

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{Avec:} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,54 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} = \frac{91}{8} = 5,68 \leq 10 \quad \text{La semelle est de calsse 1}$$

Donc : La section du profilé globale est de classe 1.

V.6.2 Vérification de la résistance à la flexion simple

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$ (§5.4.5(1) ; CCM97)

Avec :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1,1} = 3554,90 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 192,34 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 3554,90 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI

CALCUL

DES

ASSEMBLAGES

VI.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sont générées des sollicitations parasites notamment de torsions.

Le calcul des attaches entre les éléments structuraux est fait selon le règlement CCM97

VI.2 Assemblage poteau – traverse (IPE300-IPE240)

L'assemblage est réalisé par platine d'extrémité suivant le schéma explicatif ci-dessous :

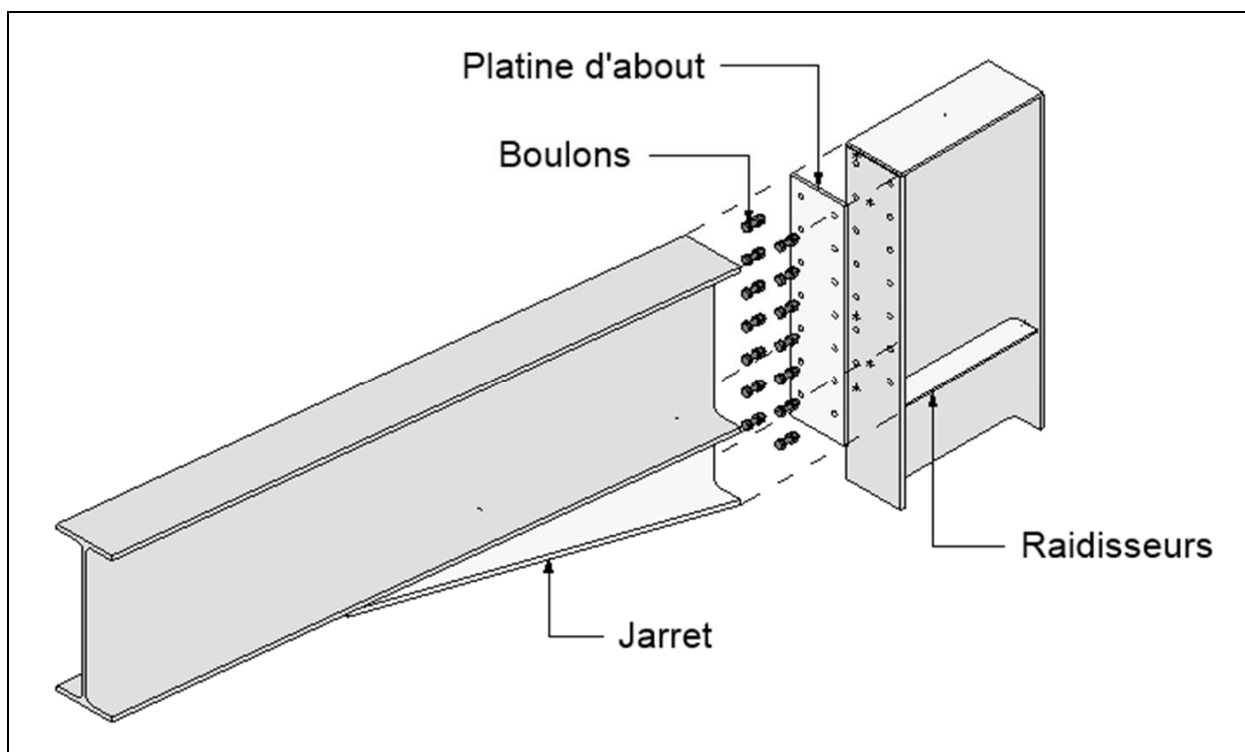


Figure VI.1 : Schéma en 3D de l'assemblage poteau-traverse.

VI.2.1 Efforts sollicitations

- Effort tranchant $V_{sd} = 1116,9$ daN
- Moment fléchissant $M_{sd} = 3700,4$ daN.m

VI.2.2 Soudure de la platine

- **Cordon de soudure**

- Epaisseur de la platine : $\text{ép} = 20 \text{ mm}$
- Epaisseur de la semelle IPE 240 : $t_f = 9,8 \text{ mm}$
- Epaisseur de l'âme IPE 240 : $t_w = 6,2 \text{ mm}$
- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- **Soudure de la semelle de la poutre sur la platine**

$$a_f \geq t_{fb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{mo}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 9,8 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 4,11 \text{ mm}$$

- **Soudure de l'âme de la poutre sur la platine**

$$a_w \geq t_{wb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{mo}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 6,2 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 2,60 \text{ mm}$$

- On prend: $\begin{cases} a_f = 7 \text{ mm} \\ a_w = 6 \text{ mm} \end{cases}$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{3700,4}{0,6} = 6167,33 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 284,3 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{10 \times 284,3 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 72370,96 \text{ daN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 6167,33 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 72370,96 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 572,5$ mm

$$F_{v,Rd} = \frac{7 \times 572,5 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 83294,32 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 1116,9 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 83294,32 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3 Disposition constructive

On évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents, pour des raisons pratique.

On prend deux files de 5 boulons $\varnothing 20$ classe HR 8.8

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(9,8 ; 20) = 9,8$ mm

$$d_o = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

- **Entraxes ($p_1 ; p_2$)**

$$2,2 d_o \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 90 \text{ mm}$$

$$3 d_o \leq p_2 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_2 = 90 \text{ mm}$$

- **Pinces ($e_1 ; e_2$)**

$$1,2 d_o \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1,5 d_o \leq e_2 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm}$$

VI.2.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 9,8 \times \sqrt{\frac{120}{6,2}} = 43,1 \text{ mm}$$

VI.2.5 Vérification à la traction

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} \quad (\text{Tableau 65.3 ; CCM97})$$

Avec :

$F_{t,sd}$: L'effort de traction du boulon le plus sollicité.

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{3700,4 \times 0,460}{2 \times (0,370^2 + 0,280^2 + 0,190^2 + 0,100^2)}$$

$$F_{t,sd} = 3255,89 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{245 \times 800}{1,25} = 14112 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 3255,89 \text{ daN} \leq F_{t,Rd} = 14112 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.6 Vérification au glissement

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd} \quad (\text{Tableau 65.3 ; CCM97})$$

Avec : n le nombre de boulons n = 10

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p,cd}}{\gamma_{ms}} \quad (\S 6.5.6 (1) ; \text{CCM97})$$

Avec :

- ✓ $K_s = 1$ trou nominal
- ✓ $n = 1$ un plan de glissement
- ✓ $\mu = 0,3$ coefficient de frottement (brossé)
- ✓ $F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$ ($\S 6.5.6.2 (1) ; \text{CCM97}$)

$$F_{p,cd} = 0,7 \times 800 \times 245 = 13720 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 10 \times 0,3 \times 13720}{1,1} = 3741,8 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{1116,9}{10} = 111,69 \text{ daN} \leq F_{s,Rd} = 3741,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 6,2 \times 90 \times \frac{235}{1,1} = 11920,09 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{3700,4}{0,48 - 0,014} = 7940,77 \text{ daN}$$

$$F_v = 7940,77 \text{ daN} \leq F_{t,Rd} = 11920,09 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{K_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}^2}{h}\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 9,8 + 2 \times 10 \times \sqrt{2} + 5(17 + 19) + 2 \times 20 = 243,31 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \sigma_{c,Sd} \leq 0,7f_y & \rightarrow K_c = 1 \\ \sigma_{c,Sd} > 0,7f_y & \rightarrow K_c = 1 - \sigma_{c,Sd}/f_y \end{cases}$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{1116}{1443,31} + \frac{3700,4 \times 10^3 \times 175}{3892 \times 10^4} = 17,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 17,41 \text{ MPa} < 0,7f_y = 164,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad K_c = 1$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0,72 & \rightarrow \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0,72 & \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2)/\bar{\lambda}_p^2 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{184,12 \times 190,4 \times 235}{210000 \times 4,1^2}} = 1,42$$

$$\bar{\lambda}_p = 1,42 > 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2)/\bar{\lambda}_p^2 \quad \rightarrow \quad \rho = 0,60$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 184,12 \times 0,6 \times 4,1 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{184,12^2}{190}\right)}} = 64931,92 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 N_i$$

- $h_1 = 460 \text{ mm}$
- $h_2 = 370 \text{ mm}$
- $h_3 = 280 \text{ mm}$
- $h_4 = 190 \text{ mm}$
- $h_5 = 100 \text{ mm}$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{3700,4 \times 0,46}{0,47} = 3621,66 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{3700,4 \times 0,37}{0,47} = 2913,08 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{3700,4 \times 0,28}{0,47} = 2204,49 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{3700,4 \times 0,19}{0,47} = 1495,9 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{3700,4 \times 0,10}{0,47} = 787,31 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 11022,44 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 11022,44 \text{ daN} \leq F_{c,Rd} = 64931,92 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 39,1 - 2 \times 12 \times 0,98 + (0,62 + 2 \times 0,15) \times 0,98$$

$$A_v = 14,67 \text{ cm}^2$$

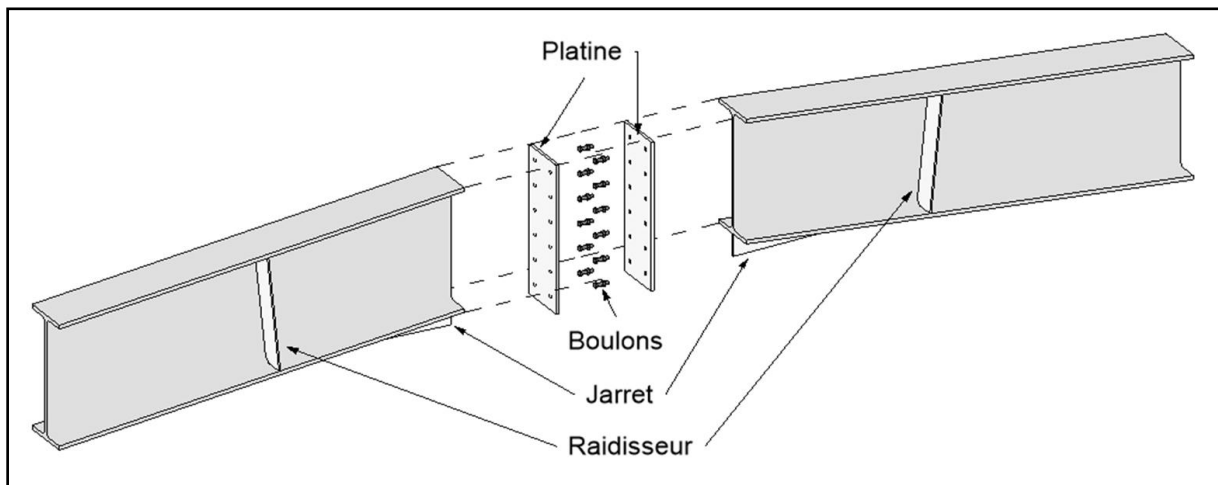
$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{3700,4}{0,48 \times 0,014} = 5506,54 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 14,67}{1,1} = 18177,46 \text{ daN}$$

$$F_v = 5506,54 \text{ daN} \leq V_{Rd} = 18177,46 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3 Assemblage traverse – traverse (IPE240– IPE240)

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée, il est sollicité par des efforts de combinaison la plus défavorable.



. **Figure VI.2** : Schéma en 3D de l'assemblage traverse-traverse.

VI.3.1 Efforts sollicitations

- Moment fléchissant $M_{sd} = 1779,3 \text{ daN.m}$
- Effort tranchant $V_{sd} = 875,31 \text{ daN}$

VI.3.2 Disposition constructive

On évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents, pour des raisons pratique.

On prend deux files de 5 boulons $\text{Ø}20$ classe HR 8.8

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(9,8; 20) = 9,8 \text{ mm}$

$$d_o = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm}$$

- **Entraxes ($p_1 ; p_2$)**

$$2,2 d_o \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 90 \text{ mm}$$

$$3 d_o \leq p_2 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_2 = 90 \text{ mm}$$

- **Pinces ($e_1 ; e_2$)**

$$1,2 d_o \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1,5 d_o \leq e_2 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm}$$

VI.3.3 Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage

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

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{p,cd} \times \sum h_i^2}{h_1}$$

$$\sum h_i^2 = (0,48^2 + 0,39^2 + 0,3^2 + 0,21^2 + 0,12^2) = 0,53 \text{ m}^2$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 245 = 137520 \text{ daN}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 137520 \times 0,53}{0,48} = 30369$$

$$M_{sd} = 1779,3 \text{ daN.m} \leq M_{Rd} = 30369 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.4 Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_{t,sd} \leq n F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} \times F_{p,cd}$$

- ❖ **$F_{p,cd}$: La précontrainte de calcul**

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 245 = 13720 \text{ daN}$$

- ❖ **$V_{t,sd}$: Effort de calcul par boulon**

- ❖ **m : Le nombre de surfaces de frottements ($m=1$)**

- ❖ **μ : Le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface ($\mu = 0,3$)**

- ❖ **$K_s = 1$ Pour les trous à tolérances normales.**

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 13720 = 3292,8 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 875,31 \text{ daN} \leq n F_{s,Rd} = 32928 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4 Assemblage des contreventements en croix (2CAE100×100× 10)

Pour ce type d'assemblage, on dispose 3 boulons dans chaque rangée.

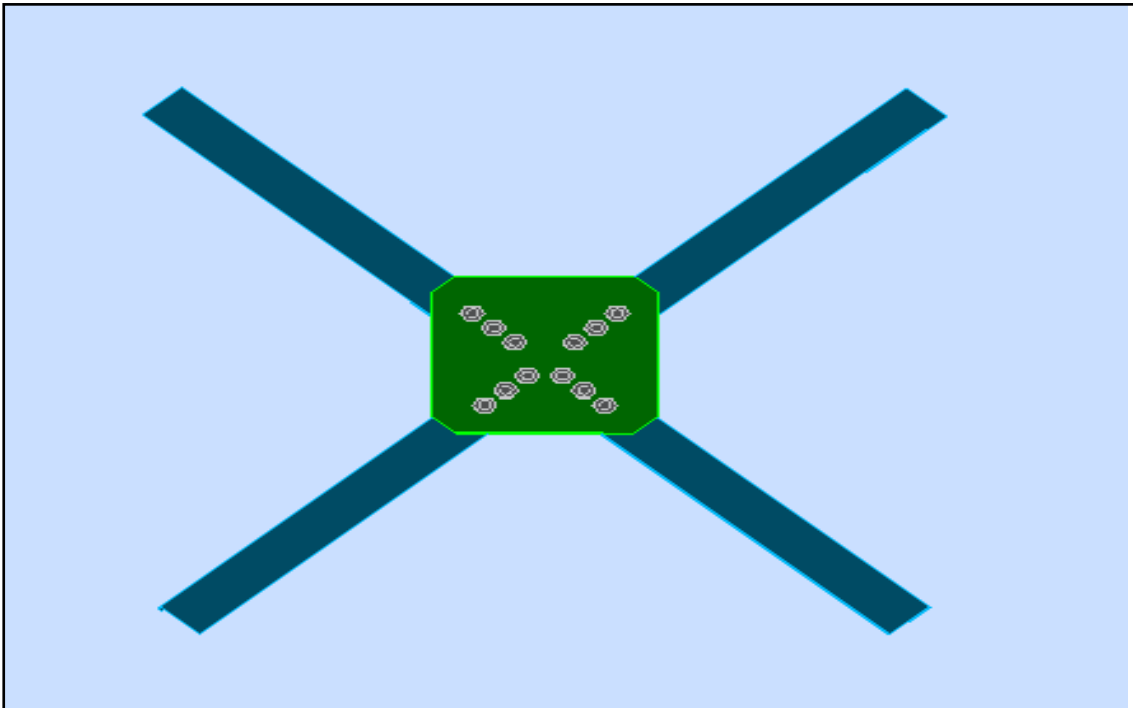


Figure VI.3 : Assemblage stabilité contreventement en X

VI.4.1 Efforts sollicitations

- Effort tranchant $V_{sd} = 3160 \text{ daN}$

VI.4.2 Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : $600 \times 500 \text{ mm}^2$
- On suppose $t = 10 \text{ mm}$

VI.4.3 Disposition constructive

On choisit 3 boulons $\varnothing 16$ classe 5.8 dans chaque côté de la barre.

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(10 ; 10) = 10 \text{ mm}$

- $d_o = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$

- **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_o \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 70 \text{ mm}$$

- **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_o \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_1 = 80 \text{ mm}$$

VI.4.4 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec : n le nombre des boulons $n = 3$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3 ; CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \frac{157 \times 500}{1,25} = 3140 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3160 \text{ daN} < 3 F_{v,Rd} = 9420 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.5 Vérification de la pression diamétrale

$$V_{sd} \leq n F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3 ; CCM97})$$

$$\text{Avec: } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,48; 1,04; 1,38; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 10}{1,25} = 11520 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3160 \text{ daN} \leq 3 F_{b,Rd} = 34560 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5 Assemblage poteau-sablière (IPE 300 – IPE 180)

Pour ce type d'assemblage, réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière avec l'âme du poteau par deux cornières.

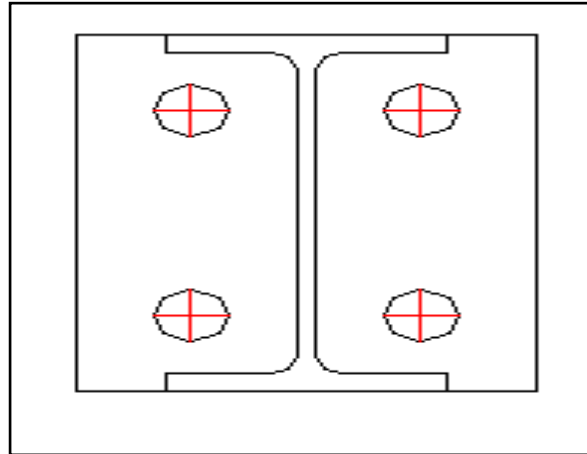


Figure IX.4: Représentation de l'assemblage Poteau –poutre sablière

VI.5.1 Efforts sollicitant

- Effort tranchant $V_{sd} = 234,11$ daN

VI.5.2 Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 100 mm
- Pour la cornière on suppose : L 100 × 10

VI.5.3 Disposition constructive

Pour ce type d'assemblage, on dispose 3 boulons dans chaque rangée.

On évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents, pour des raisons pratique.

On prend une file verticale de 2 boulons $\varnothing 18$ classe HR 5.6 dans les deux cotes de la cornière.

L'épaisseur la plus mince : $t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (8 ; 10) = 8$ mm

$d_o = \varnothing + 2 = 20$ mm

- **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_o \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 50\text{mm}$$

- **Pinces ($e_1 ; e_2$)**

$$1,2 d_o \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1,5 d_o \leq e_2 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm}$$

VI.5.4 Vérification au cisaillement

$$V_{t,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \frac{192 \times 500}{1,25} = 4608 \text{ daN} \quad (\text{Tableau 65.3 ; CCM97})$$

- ❖ **Cisaillement par effort tranchant (V'_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{234,11}{4} = 58,52 \text{ daN}$$

- ❖ **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{P_1} = \frac{\left(\frac{V_{sd}}{2}\right) \times e_2}{p_1} = \frac{\left(\frac{234,11}{2}\right) \times 50}{50} = 117,05 \text{ daN}$$

- ❖ **Cisaillement total (V_T)**

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V^2_{m,sd}} = \sqrt{58,52^2 + 117,05^2} = 130,86 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 130,86 \text{ daN} \leq F_{v,Rd} = 4608 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{t,sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 6.5.3 ; CCM97})$$

Avec:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,66; 0,58; 1,38; 1) = 0,58$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,58 \times 360 \times 18 \times 8}{1,25} = 6013,44 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{t,sd}}{4} = 32,71 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 6013,44 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.6 Assemblage panne-traverse

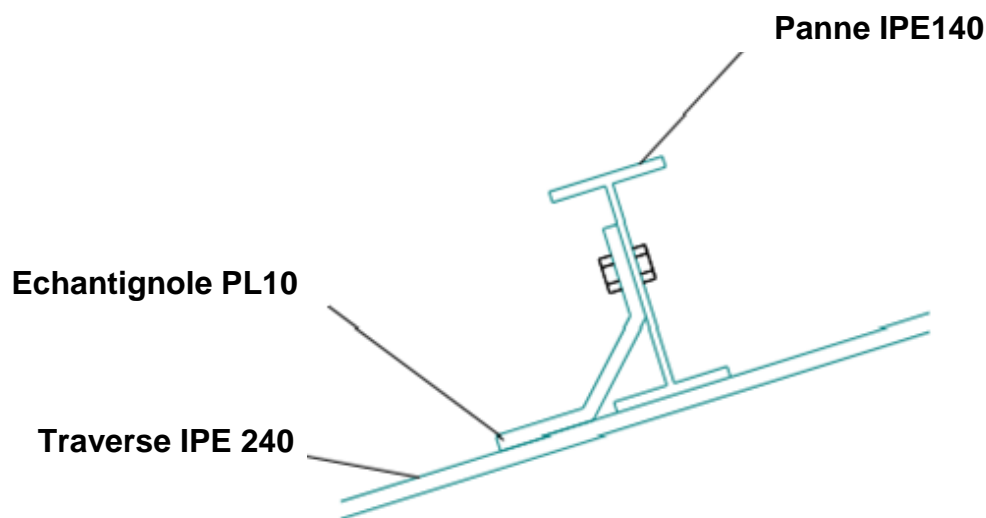


Figure VI.5 : Assemblage panne-traverse

VI.6.1 Cordon de soudure

- Épaisseur d'échantignolle : $e = 10 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle IPE 450 : $t_f = 9,8 \text{ mm}$

Avec :

t_{\min} : Épaisseur plus mince des pièces assemblées (traverse ; échantignolle).

$$t_{\min} = \min(10; 9,8) = 9,8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 9,8 \text{ mm}$$

On choisit $a = 6 \text{ mm}$

VI.6.2 Disposition constructive

Pour ce type d'assemblage, on choisit 2 boulons ordinaires Ø14 de classe 6.8.

$$d_o = \text{Ø} + 2 = 16 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_o \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 40 \text{ mm}$$

- **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_o \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

VI.6.3 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec : n le nombre des boulons $n = 2$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3 ; CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \frac{115 \times 500}{1,25} = 2760 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 915,3 \text{ daN} \leq 2 F_{v,Rd} = 5520 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6.4 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 6.5.3 ; CCM97})$$

Avec:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,83; 0,58; 1,38; 1) = 0,83$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} = 4780,8 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 457,65 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 4780,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.5 Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 18,2 \times 3,4 \times 360}{1,25} = 33575,59 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 37,1 \text{ daN} \leq B_{p,Rd} = 33575,59 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.6 Vérification de la soudure échantignole-traverse

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = 38,71 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

- La nuance d'acier utilisé est S 235 $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure $\sum l = 197,5 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 197,5 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 24629,76 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 38,71 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 24629,76 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7 Ancrage pied de poteau (encastrée)

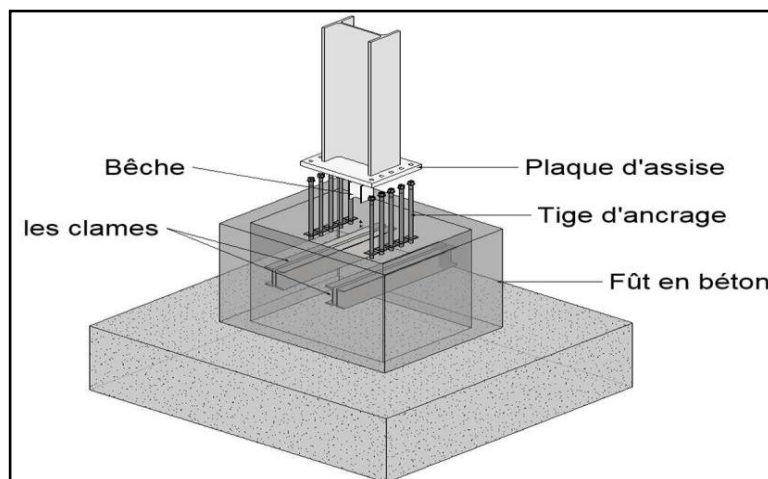


Figure VI.6 : Schéma en 3D de la base du poteau

Les pieds des poteaux sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations en béton armé.

Ces derniers sont constitués des plaques métalliques appelées « platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

VI.7.1 Efforts sollicitant

- Effort normal $N_{sd} = 3271,52 \text{ daN}$
- Effort tranchant $V_{sd} = 1875,21 \text{ daN}$

VI.7.2 Dimensionnement de la plaque d'assise

➤ Cordon de soudure

Semelle HEA 450 : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 10,7 = 7,49 \text{ mm} \rightarrow$ on prend $a_s = 8 \text{ mm}$

L'âme HEA 450 : $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,1 = 4,97 \text{ mm} \rightarrow$ on prend $a_a = 5 \text{ mm}$

➤ Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{t,sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle à la traction $\sum l = 421,5 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 421,5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 85837,1 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3271,52 \text{ daN} \leq F_{w,Rd} = 85837,1 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Résistance du matériau de scellement

$$f_{jd} = \beta_j \times \alpha \times f_{cd} \quad (\text{Annexe C } \S C. 1(6) ; \text{CCM97})$$

β_j : Coefficient relative à la liaison prise égale à 2/3

α : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1,5

f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

- **Estimation de l'aire de la plaque d'assise**

Est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivants :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{sd}}{f_j}\right]^2; \frac{N_{sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{300 \times 150} \times \left[\frac{3271,52}{16,67}\right]^2; \frac{3271,52}{16,67}\right)$$

$$A_{c0} = 1962,5 \text{ mm}^2$$

- **Choix du type de la plaque d'assise**

$A_{c0} \geq 0,95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

$A_{c0} < 0,95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$$A_{c0} = 1962,5 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 300 \times 150 = 42750 \text{ mm}^2$$

Donc : Plaque d'assise à projection courte.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies :

$$b_p \geq b + 2t_f = 150 + 2 \times 10,7 = 171,4 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 300 + 2 \times 10,7 = 321,4 \text{ mm}$$

On prend: $\begin{cases} b_p = 200 \text{ mm} \\ h_p = 350 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Détermination de la largeur d'appui additionnelle**

Est obtenue en satisfaisant la résistance de la calcule pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit :

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A, B, C sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise.

Plaque d'assise à projection court :

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -(b - t_w + h) \\ C = \frac{N_{sd}}{2f_j} - (2 \times b \times t_f + 4 \times t_f^2 + 0,5 \times h \times t_w - t_f \times t_w) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -(150 - 7,1 + 300) = -422,9 \\ C = \frac{3271,52}{2 \times 16,67} - (2 \times 150 \times 10,7 + 4 \times 10,7^2 + 0,5 \times 300 \times 7,1 - 10,7 \times 7,1) \end{cases}$$

$$C = -4558,9$$

Donc :

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = \frac{-422,9 - \sqrt{422,9^2 - 4 \times 2 \times (-4558,9)}}{2 \times 2} = -10,28 \text{ mm}$$

Pour le calcul de la largeur additionnelle c dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

Calcul de la largeur d'appui additionnelle C

En posant $t = 30 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise :

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{Mo}} \right)^{0,5} \quad (\text{Annexe C §C. 1(3) ; CCM97})$$

$$c = 30 \times \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 62 \text{ mm}$$

$$c = 62 \text{ mm} < \frac{(h - 2t_f)}{2} = \frac{(300 - 2 \times 10,7)}{2} = 139,3 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ailes en compression pour les tronçons des deux semelles.

Calcul de la section efficace A_{eff}

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{\text{eff}} = 2(b + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

Avec : $\beta_c = 30 \text{ mm}$

$$A_{\text{eff}} = 2(150 + 2 \times 30)(62 + 30 + 10,7) + (300 - 2 \times 62 - 2 \times 10,7)(2 \times 62 + 7,1)$$

$$A_{\text{eff}} = 63402,06 \text{ mm}^2$$

- **Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd}**

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{Rd}}$$

Avec : $N_{\text{Rd}} = A_{\text{eff}} \times f_{jd}$

$$N_{\text{Rd}} = 63402,06 \text{ mm}^2 \times 16,76 \text{ N/mm}^2 = 1062618,52 \text{ N} = 106261,85 \text{ daN}$$

$$N_{\text{sd}} = 2371,52 \text{ daN} < N_{\text{Rd}} = 106261,85 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant**

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{Rd}}$$

- **Calcul du moment résistant M_{Rd}**

$$M_{\text{Rd}} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} \quad (\text{Annexe C ; §C. 1(2) ; CCM97})$$

$$M_{\text{Rd}} = \frac{30^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 3204,54 \text{ daN.m}$$

- **Calcul du moment de flexion M_{sd}**

$$M_{\text{sd}} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{\text{sd}}}{A_{\text{eff}}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{\left(\frac{62^2}{2}\right) 3271,52}{63402,06} = 99,14 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 99,14 \text{ daN.m} < M_{\text{Rd}} = 2214,61 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise**

$$V_{\text{sd}} \leq F_{v,\text{Rd}}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = C_{f,d} \times N_{sd}$$

$$C_{f,d} = 0,3$$

$$F_{v,Rd} = 0,3 \times 3271,52 = 981,45 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 1875,21 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 981,45 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'ancrages vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

VI.7.3 Disposition constructive

Pour ce type d'assemblage, est réalisé avec trois iles d'une tige d'encrage $\varnothing 27$ classe 6.8

$$t = t_p = 30 \text{ mm}$$

$$d_o = \varnothing + 3 = 30 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$$3 d_o \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 160 \text{ mm}$$

- **Pinces ($e_1 ; e_2$)**

$$1,2 d_o \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$1,5 d_o \leq e_2 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_2 = 150 \text{ mm}$$

VI.7.4 Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

Ou :

$F_{f,Rd}$ = Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

$$F_{f,Rd} = 0,3 \times N_{sd} = 0,3 \times 3271,52 = 981,45 \text{ daN}$$

n_b : Nombre de tiges situées dans l'assemblage ($n=8$)

$F_{vb,Rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb}$$

Pour les tiges Ø27 en classe 6.8 :

$$A_s = 459 \text{ mm}^2; f_{yb} = 800 \text{ MPa}; f_{ub} = 6000 \text{ MPa}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,105 \times 6000 \times 459}{1,25} = 23265,79 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 981,45 + 8 \times 23265,79 = 187107,77 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1875,21 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 187107,77 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7.5 Vérification de la tige d'ancrage à la résistance

On vérifie pour une tige d'ancrage que la condition suivant est satisfaite :

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb,Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{t,Rd} = 0,9 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = 0,9 \frac{459 \times 6000}{1,25} = 198288 \text{ daN}$$

Donc :

$$\frac{1875,21/8}{187107,77} + \frac{3271,52/8}{198288} = 0,033 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.7.6 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'encrage : $\frac{N_{sd}}{8} \leq F_{anc,Rd}$

$F_{anc,Rd}$: La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage.

$$F_{anc,Rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_1 = 20 \times d = 20 \times 24 = 480 \text{ mm} \\ l_2 = 2 \times d = 2 \times 24 = 48 \text{ mm} \\ r = 3 \times d = 3 \times 24 = 72 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{F_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$F_{anc,Rd} = 3,14 \times 24 \times 1,2 \times (480 + 6,4 \times 72 + 3,5 \times 48) = 10027,1 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{8} = \frac{3271,52}{8} = 408,94 \text{ daN} \leq F_{anc,Rd} = 10027,1 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE VII

Dimensionnement

des éléments

de fondation

VII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont la partie de l'ouvrage qui est en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pour quoi elles constituent une partie importante, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Pour les bâtiments industriels, vu les charges qu'elles transmettent au sol, généralement on opte pour l'utilisation de semelles isolées.

VII.2 Choix des fondations

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ◆ La nature et le poids de la superstructure.
- ◆ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- ◆ La qualité du sol de fondation

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,2 \text{ bar}$)

VII.4 Dimensionnement des semelles

On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau le plus sollicités, les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

-Les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + E$:

Avec : $N_{sd} = 13566,71 \text{ daN}$

VII.4.1 Pré dimensionnement

Dimensions de la plaque d'assise $\begin{cases} a = 260 \text{ mm} \\ b = 430 \text{ mm} \end{cases}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = 0,6 B$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$0,6 B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{13566,71}{12000}} \times \frac{1}{0,6} = 1,76 \text{ m}$$

On prend : $\begin{cases} A = 2 \text{ m} \\ B = 2 \text{ m} \end{cases}$

Hauteur de la semelle

$$d \geq \frac{A - a}{4} = \frac{200 - 26}{4} = 36,25 \text{ cm}$$

On prend : $d = 45 \text{ cm}$

Alors : $h = d + 5 = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$

❖ Calcul ferrailage

- Par la méthode des bielles

➤ Calcul de A_u

ELU : 1,35G + 1,5Q

- Effort normal : $N_{sd} = 8450,92 \text{ daN}$

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{8450,92 \times (2 - 0,26)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^5} = 1,17 \text{ cm}^2$$

ELS : G + Q

- Effort normal $N_{sd} = 13234 \text{ daN}$

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s = \frac{13234 \times (2 - 0,26)}{8 \times 0,45 \times 201,63 \times 10^5} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 exige une section minimale $A_{\min} = 0,6\%B \rightarrow A_{\min} = 6\text{cm}^2$

➤ Calcul de A_b

ELU : 1,35G + 1,5Q

- Effort normal : $N_{sd} = 8450,92 \text{ daN}$

$$A_u = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_u = \frac{8450,92 \times (2 - 0,43)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^5} = 3,20 \text{ cm}^2$$

ELS : G + Q

- Effort normal : $N_{sd} = 13234 \text{ daN}$

$$A_s = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,6\text{MPa}$$

Donc :

$$A_s = \frac{13234 \times (2 - 0,43)}{8 \times 0,45 \times 201,6 \times 10^5} = 4,4\text{cm}^2$$

Le **RPA 99** exige une section minimale $A_{\min} = 0,6\%B \rightarrow A_{\min} = 6,7 \text{ cm}^2$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 8T14 = 12,32 cm²

❖ Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$0,23 \times 2 \times 0,45 \times \frac{(0,06 \times 25 + 0,6)}{400} = 10,86 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2 > 10,86 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min(15\phi_{\min}; 40 \text{ cm}) = \min(21; 40\text{cm}) \quad (\text{A. 8.1.3 ; BAEL 91})$$

On prend : $S_t = 20\text{cm}$

❖ Détermination de la hauteur du patin « e »

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max(14,4 \text{ cm}; 15\text{cm})$$

✓ Donc on prend $e = 15 \text{ cm}$

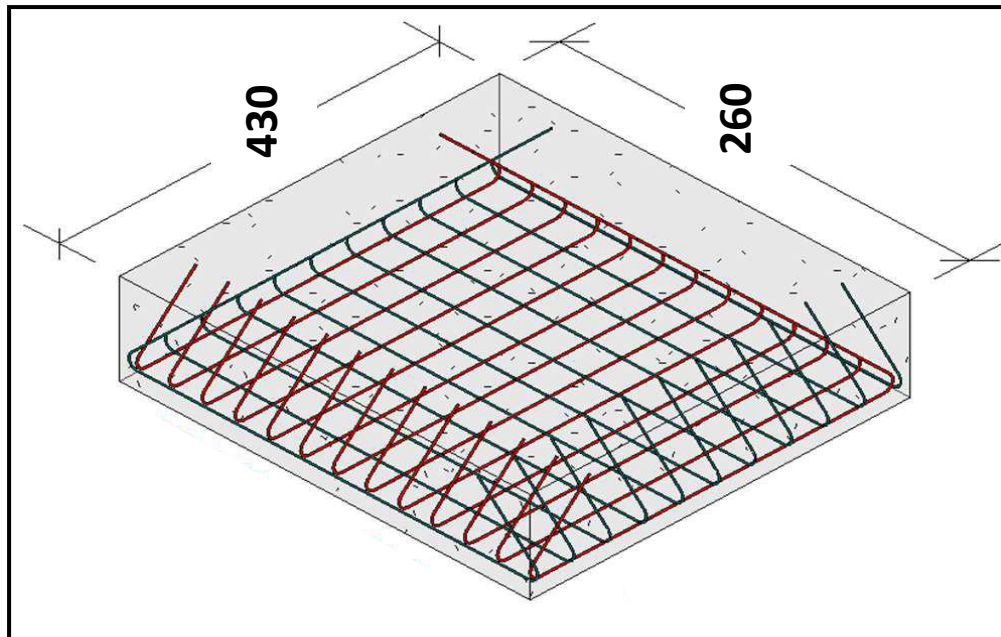


Figure VII.1 : ferrailage des semelles

VII.5 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments élément appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles, et elles sont soumise à des forces axiales de traction.

VII.5.1 Pré dimensionnement

Vu que le bâtiment est implanté dans une zone III de forte sismicité et dans un site meuble S3

Donc on prend du tableau du règlement RPA99/2003 :

- $\alpha = 10$
- Section du béton minimale est 30×40
- Nuance d'acier utilisé c'est FeE500

❖ Calcul de ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{KN} \quad (\text{RPA99 version 2003; Article 10.1.1. b})$$

Avec :

-Effort normal : $N_{sd} = 2875,13 \text{ daN}$ (calculée par ROBOT sous la combinaison $0,9G + Ex$)

L'ELU :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2875,13}{10} = 287,51 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{287,51}{348 \times 10^5} = 0,12 \text{ cm}^2$$

L'ELS :

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{13250,2}{10} = 1325,02 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{1325,02}{201,63 \times 10^5} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 /V2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6 \times (30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 6T14 Avec : $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$

Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 > 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

$$\emptyset_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min(11,42; 14; 10) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

Calcul d'espacement des cadres

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t < \min(20\text{cm} ; 15\phi_t) = \min(20\text{cm} ; 12\text{cm}) = 12\text{cm}$$

On prend : $S_t = 10\text{ cm}$

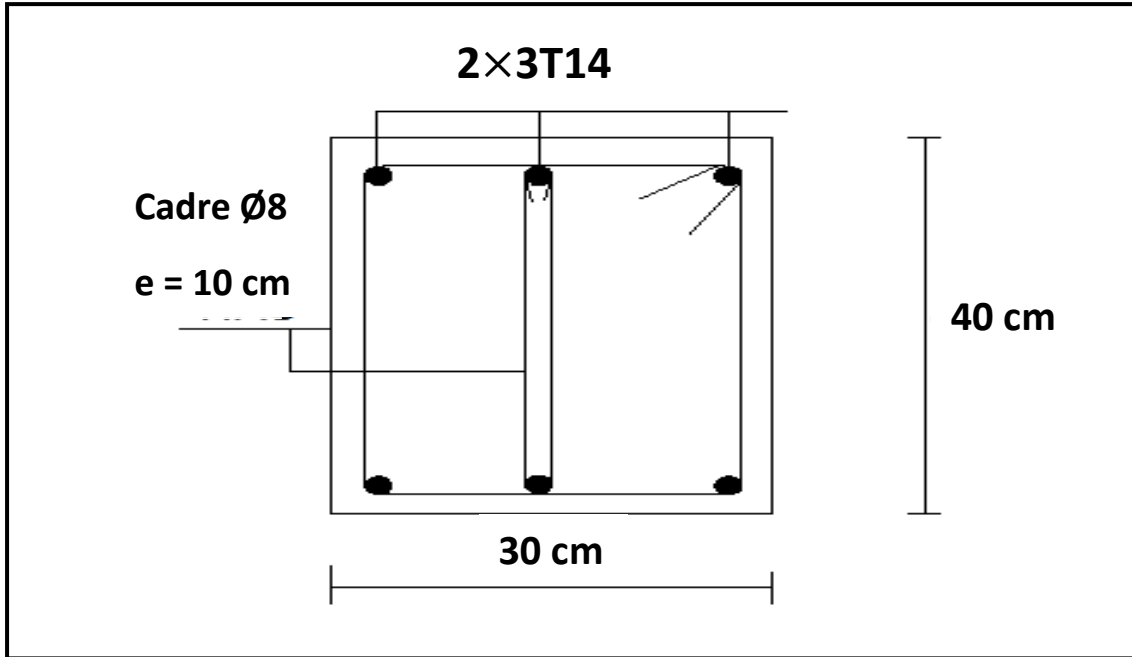


Figure VII.2 : Coupe transversale de la longrine.

Conclusion générale

Cette étude a investi la conception et le calcul d'un hall industriel en charpente métallique «GARE ROUTIERE ». L'étude de cette structure ont été menées en conformité avec les règlements en vigueur à savoir CCM97, RNV2013, et l'Eurocode3 pour le dimensionnement des structures.

Sur la base des résultats trouvés, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- ◆ Les différents éléments qui ont fait l'objet de dimensionnement et de vérification ont tous été conformes aux règles en vigueur. Dans ce contexte, les critères de résistance combinée au critère d'économie ont été pris en compte dans les calculs.
- ◆ Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est négligeable.
- ◆ L'utilisation du logiciel ROBOT dans le calcul sismique ainsi le calcul des efforts internes dans les éléments de contreventement, a été très utile vu le nombre de charges considérées (G, Q, W, S et E) ainsi que leurs combinaisons.
- ◆ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- ◆ Le rôle important qui jouent les dispositions des contreventement dans le comportement global de la structure.

Ce mémoire nous a permis, d'un coté, améliorer nos connaissances théoriques acquises dans le domaine de la conception et le calcul des bâtiments industriels, notamment l'utilisation de différents règlements (DTR et l'Eurocode 3) et l'outils informatique (ROBOT) et d'un autre coté, se familiariser avec la calcul de bureau d'étude en effectuant une étude complète allant du dimensionnement, aux calculs climatique et sismique ainsi que la vérification des éléments et les assemblages en terminant par les fondations.

Références bibliographiques

1. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, centre national de recherche appliquée en génie parasismique (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; RÈGLEMENT NEIGE ET VENT RNV /version 2013, CNERIB
3. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; RÈGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER «CCM 97» centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997(Algérie).
4. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES « RPA/ VERSION 2003 » par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003 (Algérie).
5. Eurocodes 3.
6. Dahmani Iahou, Calcul des éléments résistants d'une construction métallique, Université Mouloud Mammeri (Tizi-Ouzou),2009.
7. Mimoune Fatima Zohra, Mimoune Mostefa, CONSTRUCTION METALLIQUE « Règles de calculs et de vérifications » selon CCM97 et EC3, Université de Constantine, Septembre 2015.
8. Baraka Abdelhak, Cours en charpente métallique I, Université de Bachar, janvier 2010.

ANNEXES

ANNEXE A

Chapitre II : Evaluation des charges (selon le RNV2013)

A.1 Effet de la neige

6.2.3. Toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°)

6.2.3.1. Les coefficients de forme des toitures à versants multiples (fig. 9) sont donnés par le tableau 3 et illustrés sur la figure 8.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2 Effet du vent

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

2.6.4. Aire de frottement

L'aire de frottement A_f doit être déterminée comme indiqué dans le tableau 2.9.

Type de paroi	Schéma	A_f ou $A_{f,j}$ (en m ²)
Paroi verticale		$A_{f,j} = d \times h_j$ $A_f = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_f = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_f = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.9 : Aire de frottement A_f

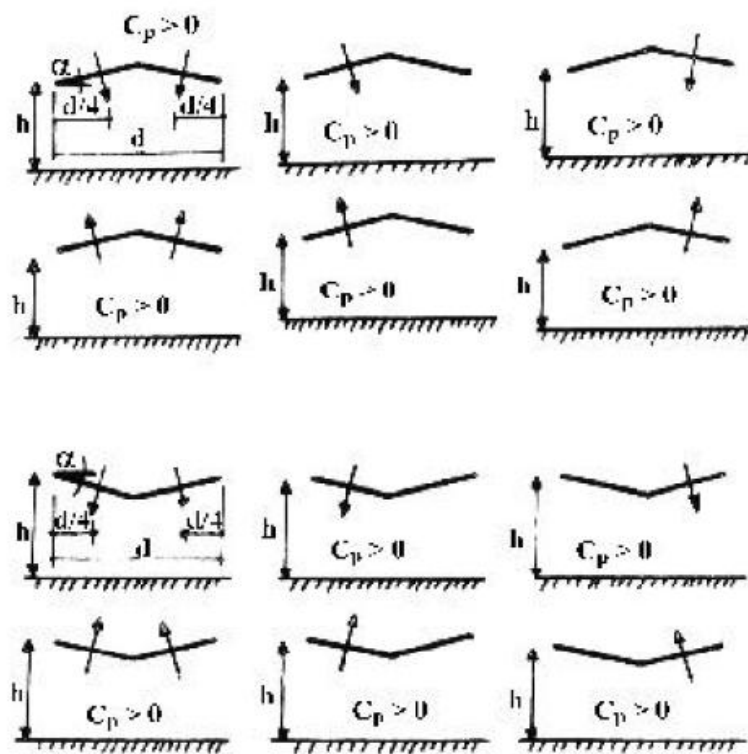


Figure 5.17 : Disposition de charge des toitures isolées à deux versants

Activer W
Accédez aux

Travée (voir figure 5.18)	Emplacement	Coefficients correcteurs	
		Sur le coefficient global maximal (vers le bas)	Sur le coefficient global minimal (vers le haut)
1	travée d'extrémité	1,00	0,81
2	deuxième travée	0,87	0,64
3	troisième travée et suivantes	0,68	0,63

Tableau 5.7 : Coefficients correcteurs pour les toitures à redans isolées

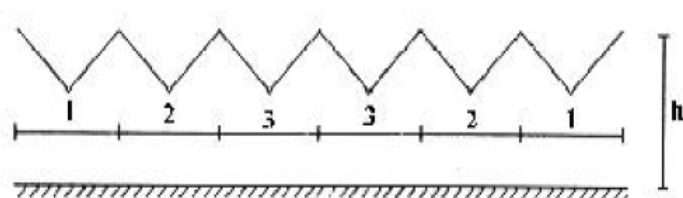


Figure 5.18 : Désignation des travées pour toitures à redans isolées

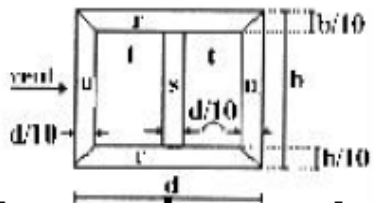
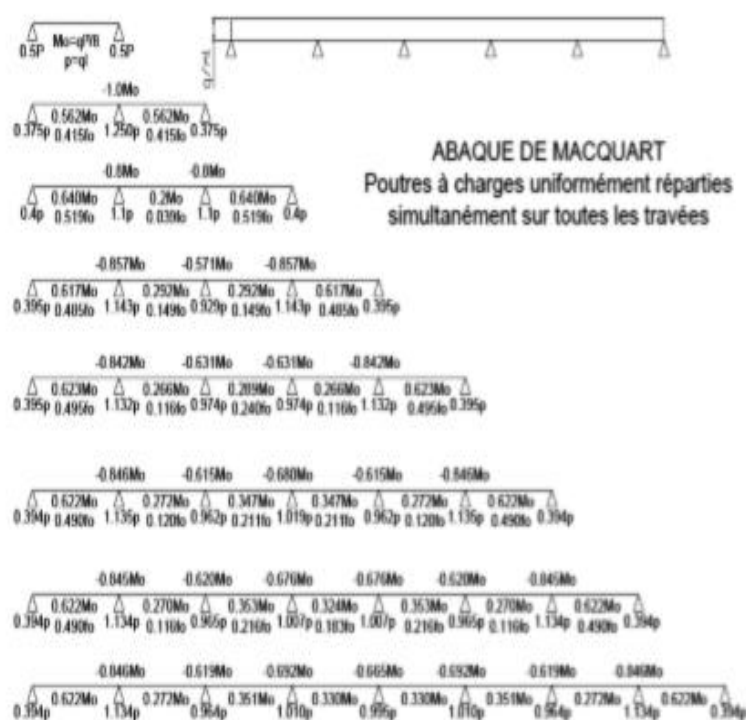
Angle de la toiture α (degrés)	Coefficients globaux				
		zone t	zone r	zone u	zone s
-20	+0,7	+0,8	+1,6	+0,6	+1,7
	-1,3	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
-15	+0,5	+0,6	+1,5	+0,7	+1,4
	-1,4	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-10	+0,4	+0,6	+1,4	+0,8	+1,1
	-1,4	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-5	+0,3	+0,5	+1,5	+0,8	+0,8
	-1,3	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
+5	+0,3	+0,6	+1,8	+1,3	+0,4
	-1,4	-1,3	-2,0	-1,8	-1,5
+10	+0,4	+0,7	+1,8	+1,4	+0,4
	-1,3	-1,3	-2,0	-1,8	-1,8
+15	+0,4	+0,9	+1,9	+1,4	+0,4
	-1,3	-1,3	-2,2	-1,6	-2,1
+20	+0,6	+1,1	+1,9	+1,5	+0,4
	-1,3	-1,4	-2,2	-1,6	-2,1
+25	+0,7	+1,2	+1,9	+1,6	+0,5
	-1,3	-1,4	-2,0	-1,5	-2,0
+30	+0,9	+1,3	+1,9	+1,6	+0,7
	-1,3	-1,4	-1,9	-1,4	-2,0

Tableau 5.9 : Valeurs de C_p pour toitures isolées à deux versants

ANNEXE B

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires et principaux (CCM97)

B.1 L'abaque de Maquart



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_0 , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

B.3 Coefficient C1

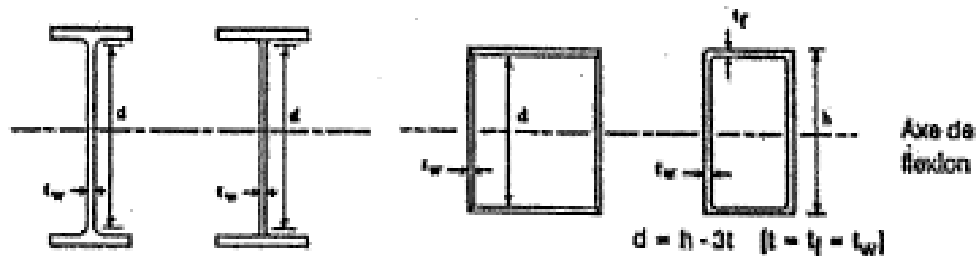
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,563	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Activer

Tableau 53.1 : Feuille 1

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)¹

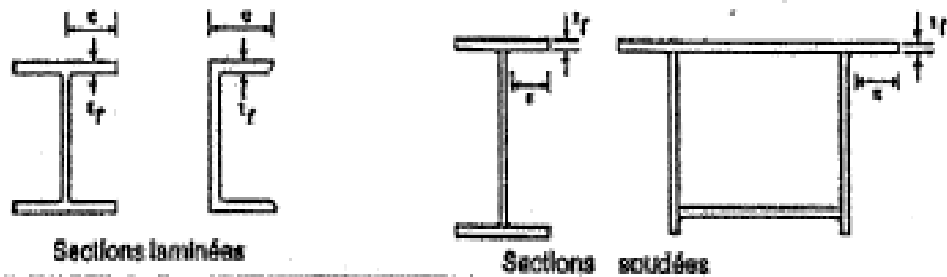


Classe	Ames fléchies	Ames comprimées	Ames en flexion composée		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 300 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$		
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	

Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

ANNEXE C

Chapitre IV : étude sismique (RPA99/V2003)

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Tableau 4.4. : valeurs des pénalités P_q

Critère "q"	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

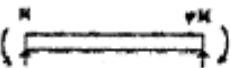

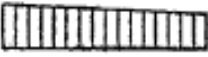

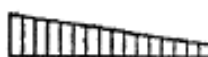
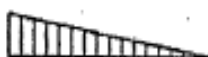
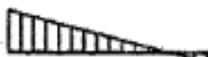


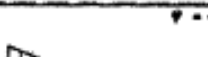
Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

ANNEXE D


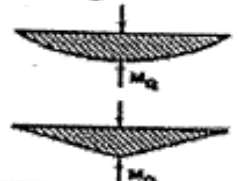
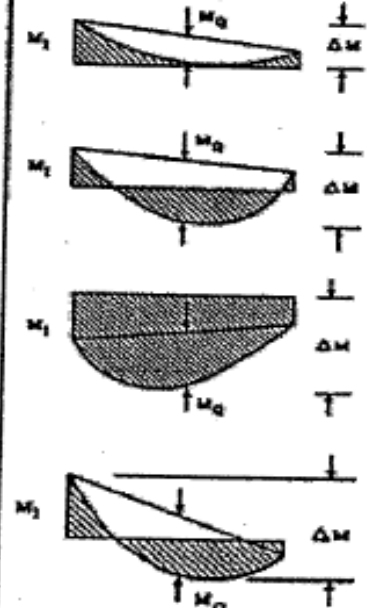
Chapitre V : Dimensionnement des éléments

Tableau B.1.1. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,236
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = 1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = 1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = 3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,368 0,575 0,837
	$\psi = 1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 55.1 : Facteur d'imperfection α

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_0 = \max M $ dQ aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE E

3.3.2. Boulons

3.3.2.1. Boulons ordinaires non précontraints

(1) Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_{yb} ainsi que celles de la résistance à la traction f_{ub} des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau 3.3.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 3.3 : Valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} des boulons

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{Mw} variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenillé ou sablé
B	0.4	Grenillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

Tableau 7 – Catégories d'assemblages boulonnés		
Catégorie	Critères	Remarques
Attaches en cisaillement		
A En pression diamétrale	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
B Résistant au glissement à l'ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
C Résistant au glissement à l'ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
Attaches en traction		
D Sans précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
E Avec précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.

Notations :

$F_{v,Ed}$	effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime
$F_{v,Rd}$	résistance de calcul au cisaillement par boulon
$F_{b,Rd}$	résistance de calcul en pression diamétrale par boulon
$F_{v,Ed,ser}$	effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite de service
$F_{s,Rd,ser}$	résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service
$F_{s,Rd}$	résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime
$N_{net,Rd}$	résistance de calcul à traction de la section nette au droit des trous de fixation :
	$N_{net,Rd} = A_{net} f_y / \gamma_{M0}$ (pour γ_{M0} cf. [C 2 520, tableau 1])
$F_{t,Ed}$	effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime
$F_{t,Rd}$	résistance de calcul à la traction par boulon
$B_{p,Rd}$	résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête de boulon et de l'écrou

ANNEXE F

Chapitre VII : Dimensionnement des éléments de fondation

➤ Tableau des armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE G

➤ Caractéristiques des profils

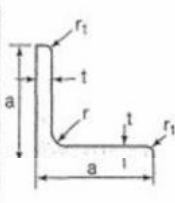
Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	∅ mm	p _{max} mm	p _{min} mm	A _c m ² /m	A _c m ² /t
IFEAA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IFE A 240-	26,2	237	120	5,7	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IFE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IFE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IFE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IFE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IFE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IFE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IFE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IFE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IFE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IFE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IFE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IFE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IFE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IFE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IFE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IFE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IFE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IFE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IFE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IFE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IFE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IFE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IFE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Purs bending-y			Purs compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} * mm ³ x10 ³	I _y mm ⁴ x10	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁸	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} * mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _z mm	I _z mm ⁴ x10 ⁸	I _z mm ⁴ x10 ⁸	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPEAA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPEA 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPEA 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPEA 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPEA 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPEA 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre P	Aire de la section A	Caractéristiques de calcul				
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	a	a	e	r	r ₁			Axe yy = Axe zz				
						d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	d	I _y = I _z	W _{el,y} = W _{el,z}
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59	
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75	
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74	
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72	
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21	
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20	
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19	
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38	
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37	
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35	
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35	
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34	
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90	
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89	
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88	
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06	
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05	
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04	
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22	
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54	
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54	
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51	
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

Laminées marchands usuels												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul				
	a	a	e	r	r ₁	P	A	d	I _x = I _y	I _x /d _x = I _y /d _y	i _x = i _y	
	a	a	t	r	r ₁	P	A	d	I _v = I _v	W _{el,v} = W _{el,v}	i _v = i _v	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm ⁴	cm ³	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86	
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84	
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82	
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81	
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80	
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75	
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99	
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98	
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97	
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96	
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94	
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16	
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13	
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12	
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10	
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32	
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29	
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28	
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27	
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25	
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49	
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45	
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44	
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44	
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43	
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41	
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76	
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75	
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74	
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73	
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72	
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71	
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70	

CORNIÈRES
À AILES
ÉGALES
(suite)