

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

SAADOUN Kheira

FATEH Nassima

Sujet du mémoire

Étude d'un hangar de stockage en charpente métallique

Soutenu publiquement le devant le jury composé de :

Mr. MIMOUNI Mohamed

President

Mr. BENYAMINA Abdelrahmane Bekaddour

Rapporteur

Mr. KLOUCHE DJEDID Ibrahim

Examineur

Mr. ABADA Ghanem

Examineur

PROMOTION : 2021/2022

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr. BENYAMINA A, qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président Mr. MIMOUNI M. et les examinateurs Mr. KLOUCHE D et Mr. ABADA G. pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement

Merci à tous
SAADOUN & FATAH

DEDICACE

Nous dédions ce modeste travail :

*A nos chères parents, notre source de tendresse, qui ont
sacrifié leur vie pour notre éducation*

A nos frère et sœurs,

*A nos meilleurs amis qui nous ont accompagnés le long de
toutes les années d'étude, à tous nos professeurs et collègues
de la promotion 2021 / 2022.*

ملخص

هذا المشروع يعمد الى دراسة تصميم وقياس مبنى للتخزين من الهياكل المعدنية بلدية السوقر ولاية تيارت. حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل اولها في تقييم الاثقال بما فيها الزائدة فضلا على اثار المناخ (الثلوج والرياح) RNVA99 ver 2013 و ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الأساسية والثانوية. هذا بموجب التنظيم الجزائري CCM97. وبعد ذلك الوصلات والتجميعات.

كخطوة نهائية تمت دراسة البنى التحتية BAEL 91.

وبالنسبة للبرامج تحليل المنشآت فقد اعتمدنا في هذه الدراسة على برنامج ROBOT . وهذا العمل ينتهي باستنتاجات.

RESUME

Ce mémoire de fin d'étude consiste à étudié et dimensionner un hangar de stockage en charpente métallique situé à la Commune de Sougueur Wilaya de «TIARET», selon « CCM97 ». Cette étude est élaborée en plusieurs étapes; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNVA 99 Version 2013», ensuite le dimensionnement des différents éléments (porteurs et secondaires), après puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91», et comme logiciel nous avons utilisé le RSA d'AutoDesk « ROBOT ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés:

Charpente métallique, Hangar de stockage, Dimensionnement, Assemblage.

ABSTRACT

Our project of end of studies consists of studying a metal frame storage shed in the Wilaya of «TIARET». The work is developed through several stages; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V. 2013 », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the assemblies are studied by the « CCM 97 ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is « ROBOT ». The work ends with a conclusion.

Keywords:

Steel structure , Shed for storing, sizing Assembly analysis.

LISTE DE FIGURES

Figure I.1. Dimensions de la structure en charpente métallique	
Figure I.2. Assemblage typique de faitage dans un portique	
Figure I.3. Assemblage typique de jarret dans un portique	
Figure I.4. Pied de poteau avec bêche de cisaillement	
Figure II.1. Les directions principales du vent	
Figure II.2. Vent perpendiculaire au long-pan (faitage) V1	
Figure II.3. Légende relative aux murs verticaux	
Figure II.4. Surface et coefficient Cpe de chaque zone de la parois vertical	
Figure II-5. Légende (des surfaces) pour les toitures.	
Figure II.6. Valeurs de Cpe pour les parois verticales.	
Tableau II.4. Valeurs de Cpe pour les parois verticales.	
Figure II.7. Légende pour les toitures.	
Figure III .1 Détails de panneau sandwich (couverture).	
Figure III.2. Disposition de la panne.....	
Figure III. 3. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.	
Figure III.4. Schéma statique de la poutre équivalente.	
Figure III.5. Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.	
Figure III.6 Représentation de cisaillement de la panne	
Figure III.7 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.	
Figure III.8 Échantignolle.	
Figure III.10. Détail de panneau sandwich (bardage)	
Figure III.11. Détail de panneau sandwich (bardage).	
Figure III.12. Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.	
Figure III.13. Disposition de la lisse sur le poteau.	
Fig. III.14. Schéma du potelet	
Figure IV.1. Vue en plan de la poutre au vent	
Figure IV.2. Schéma statique de la poutre au vent	
Figure IV.3. Schéma statique de la poutre au vent.	
Figure IV.4. Schéma de stabilité verticale	
Figure V.1. Modèle de la structure sur RSA.	

Figure VI.1. Les composants d'un boulon.	
Figure VI.2. L'attache de diagonale.	
Figure VI.3. Assemblage poteau – sablière	
Figure VII.4. Assemblage Poteau – Traverse.	
Figure VI.5. Assemblage Traverse-Traverse.	
Figure VI.6. Platine de pied de poteau.	
Figure VII.1. Sollicitations de fondation	
Figure VII.2. Vue en face de ferrailage de la semelle	

LISTE DE TABLEAUX

Tableau II.1. Valeurs de q_{ref} , q_p , C_e
Tableau II.2. Surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de la parois vertical
Figure II.4. Surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de la parois vertical
Tableau II-3. Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.
Tableau II.4. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.
Tableau II.6. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1
Tableau II.7. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.
Tableau II.8. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2
Tableau.II.9. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2
Tableau III.1. Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.
Tableau IV-1 Les valeurs de F_i
Tableau VI. 1. Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.
Tableau VII.1. Sollicitations les plus défavorables

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_p : Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2,1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : facteur de terrain.

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

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.

$M_{b, Rd}$: 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 normale de traction.

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

$N_{c, Rd}$: Valeur se d'exploitation.

P : poids de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

S_n : La charge de neige sur sol

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

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

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

$Z_{éq}$: Hauteur équivalent

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.

q_p : Pression dynamique moyenne de référence.

q : Pression dynamique de pointe.

t : Épaisseur d'une pièce.

t : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_f : Épaisseur de l'âme de poutre.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

$Z_{\text{éq}}$: Hauteur équivalent

Minuscules grecques

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élançement.

λ_{LT} : Élançement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\emptyset_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ξ : 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 dû aux forces sismiques.

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Sommaire

I	Présentation du projet	20
I.1	Introduction :	20
I.2	Généralité sur la construction métallique.....	20
I.3	Présentation du projet :	21
I.3.1	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	21
I.1.1	Etude de sol :	21
I.1.2	Règlements utilisés :	21
I.1.3	Mode de construction :	22
I.1.4	Elément de la structure	22
II	Etude climatique.....	26
II.1	Introduction :	26
II.2	Action du vent:	26
II.3	Coefficients de calcul :	26
II.3.1	Effet de la région :	26
II.3.2	Effet de site :	27
II.3.3	Coefficient de topographie :	27
II.4	Calcul de coefficient dynamique Cd:	27
II.5	calcul de la pression :	28
II.5.1	Détermination du coefficient de la rugosité Cr :	28
II.5.2	Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:	28
II.5.3	Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:	29
II.5.4	Intensité de turbulence :	29

II.6	Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :	30
II.6.1	Vent perpendiculaire au long-pan V1 :.....	30
II.6.2	Vent perpendiculaire au pignon V2 :.....	33
II.6.3	Détermination coefficient de pression intérieure C_{pi}	35
II.7	Action de neige.....	38
II.7.1	Calcul de la charge de neige sur le sol.....	38
I.1.5	Coefficient de forme de la toiture.....	39
III	Etude des éléments Secondaires	98
III.1	Principe de choix d'un panneau sandwich	98
III.2	Panneaux couverture	98
III.2.1	Détermination de poids propre de la couverture.....	98
III.2.2	Détermination de la portée maximale	99
III.3	Etude des pannes	99
III.3.1	Définition	99
III.3.2	Données de calcul	100
III.3.3	Détermination des sollicitations.....	100
III.3.4	Les combinaisons d'actions	102
III.4	Principe de prédimensionnement :	103
III.4.1	Vérification à l'ELS (flèche)	103
III.4.2	Dimensionnement des pannes.....	104
III.4.3	Condition de la résistance (ELU).....	105
III.5	Calcul de l'échantignolle.....	109
III.5.1	Principe de dimensionnement	109
III.6	Calcul des lisses de bardage	110
III.6.1	Panneaux bardage	111

III.6.2	Condition de la flèche :	113
III.6.3	Vérification de la résistance des lisses	114
III.6.4	Vérification au cisaillement	115
III.6.5	Vérification au déversement	115
III.7	Calcul des potelets :	116
III.7.1	Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	116
	A/ Charges permanentes G :	116
	B/ Surcharge climatique W :	116
III.7.2	Le pré dimensionnement du potelet :	117
III.7.3	Vérification de la flexion composée	118
III.7.4	Vérification de l'effort tranchant	118
III.7.5	Vérification au flambement	119
III.8	Conclusion.....	121
IV	Etude de contreventement et stabilité	123
IV.1	Introduction :	123
IV.2	Rôle des systèmes de contreventement	123
IV.1.1	Calcul de force de frottement.....	123
IV.3	Contreventements de toiture (poutre au vent) :	124
IV.1.2	Evaluation des efforts horizontaux :	125
IV.1.3	Effort de traction dans les diagonales	126
IV.1.4	Vérification des montants	127
IV.1.5	Combinaison des charges (la plus défavorable).....	127
IV.1.6	Vérification de la flèche (ELS)	128
IV.2	Pour la Panne intermédiaire	129
IV.2.1	Vérification à la résistance.....	129

IV.2.2	Flexion déviée (calcul des pannes)	129
IV.2.3	Vérification au flambement	132
	• a.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z :	136
IV.3	Pour la Panne Sablière.....	137
IV.3.1	Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance).....	137
IV.3.2	Vérification Au flambement	137
IV.3.3	Calcul de Palée de Stabilité Verticale	137
IV.4	Conclusion.....	139
V	Etude des portiques :.....	141
V.1	Introduction	141
V.2	Charges permanentes :	141
V.3	Charges variables :	141
V.4	Etude et dimensionnement des portiques :.....	141
V.4.1	Modélisation du portique sur Robot :	141
V.5	Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :	142
VI	Etude des assemblages	153
VI.1	Introduction :.....	153
VI.2	Fonctionnement des Assemblages	153
	Fonctionnement par adhérence	154
	• Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –Eurocode3)	154
	• Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))	154
VI.3	Rôle des assemblages	155
VI.4	Assemblages de palée de stabilité	156
	• Calcul de l'attache de la diagonale (1) JL 60 x 60 x 6 avec le poteau.....	156
	• Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement	156

• Résistance de la pression diamétrale.....	157
VI.4.1 Vérification de gousset à la traction.....	157
VI.5 Assemblage poteau-sablière.....	158
VI.5.1 Cisaillement des boulons attachant la poutre.....	158
VI.5.2 Pression Diamétrale	159
VI.6 Assemblage panne traverse	160
VI.6.1 Vérification des boulons au cisaillement+traction.....	160
VI.7 ASSEMBLAGE POTEAU–traverse.....	161
VI.7.1 Disposition des boulons	162
VI.7.2 Résistance sous l’effort tranchant	163
VI.8 ASSEMBLAGE TRAVERSE –TRAVERSE.....	164
VI.9 Platine de pied de poteau.....	165
VII Etude des fondations.....	167
VII.1 Introduction :.....	167
VII.2 Choix du type de fondation :.....	167
VII.3 Calcul des fondations :.....	167
VII.3.1 Détermination des sollicitations.....	167
VII.3.2 Méthode des bielles.....	168
VII.3.3 Pré-dimensionnement	168
VII.3.4 Vérification de la stabilité.....	169
VII.3.5 Vérification de la contrainte.....	169
VII.3.6 Ferrailage	169

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option structure, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplit sa mission tel que les normes conceptuelle et technique soit rempli. Cette construction est un hangar de stockage , réalisé dans la localité De la commune de Sougueur - wilaya de TIARET.

Ce mémoire s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un Hangar métallique tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciel Robot.

Ainsi pendant plusieurs mois on a concrétisée de nombreuses connaissances théoriques antérieurement acquises (parcours universitaires) ; Ceci vient à point nommé renforcer nos capacités techniques indispensables à concrétiser un projet de fin d'étude en binôme .Notre travail contient plusieurs chapitres. Après l'introduction :

- ✓ **Le premier chapitre**, introduction generale
- ✓ **Le deuxième chapitre**, étude climatique.
- ✓ **Le troisième chapitre**, étude des éléments secondaires.
- ✓ **Le quatrième chapitre**, étude de contreventement et stabilité.
- ✓ **Le cinquième chapitre**, vérifications des ossatures.
- ✓ **Le sixième chapitre**, étude des assemblages.
- ✓ **Le septième chapitre**, étude des fondations.
- ✓ **Et à la fin une conclusion générale.**

Chapitre I :

Présentation du Projet

I.1 Introduction :

La construction métallique a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques. Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant. La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre enregistrés. Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux :

- Les structures en portique autostable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres.
- Les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé).
- Les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. Notre étude ne concerne cependant que les systèmes de contreventement. Elle a pour principaux buts la comparaison entre le comportement des configurations en X, en V, et en V renversé et en K, et montrer l'influence des méthodes dynamiques utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique.

I.2 Généralité sur la construction métallique

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation. Les avantages de l'acier incluent son rapport résistance-poids élevé, la rapidité de mise en œuvre et la facilité d'extension. L'acier est utilisé non seulement pour les éléments de structure mais également pour le revêtement.

I.3 Présentation du projet :

Un projet de charpente métallique passe par trois phases essentielles qui sont : l'étude, la préfabrication en atelier et le montage sur chantier. Notre projet de fin d'études, se limite à faire l'étude et la conception un hangar métallique présentant une structure en portique poteau traverse avec des fondations superficielles en béton armé couverte par une Toiture à deux versants symétriques en charpente métallique, implanté sur une surface de 2632 m².de hauteur totale (**12 m**)

I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- le présent ouvrage a une caractérisée par les dimensions suivante :
- Largeur totale: 65.8 m Longueur totale: 40 m Hauteur totale: 12 m
- La toiture se compose d'une toiture à deux versants d'une pente de 5,14%
- Nombre de portique: **11**

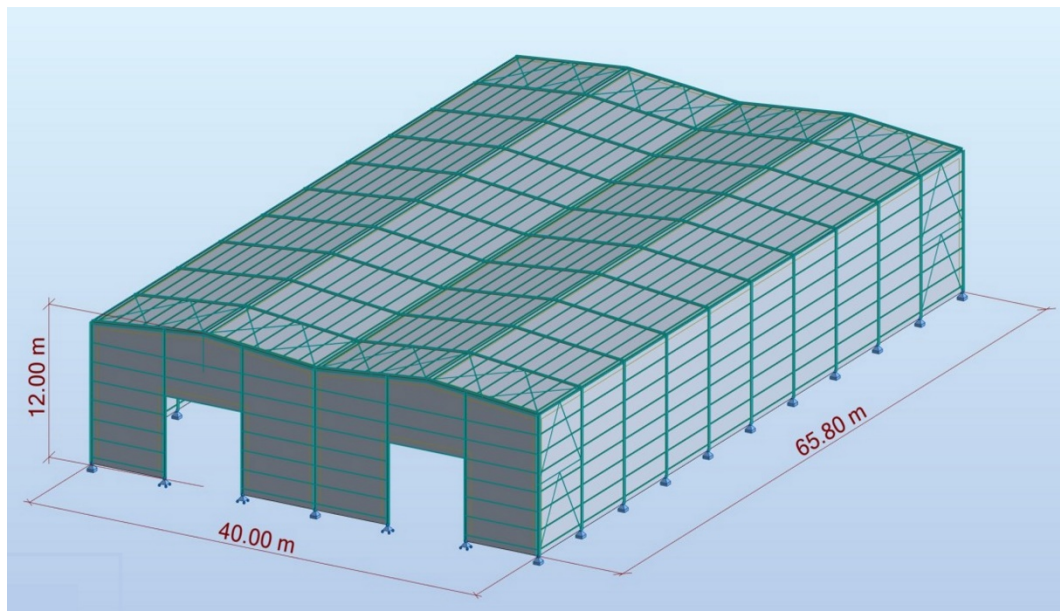


Figure I.1. Dimensions de la structure en charpente métallique

I.1.1 Etude de sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire du sol) où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma = 2 \text{ Bar}$

I.1.2 Règlements utilisés :

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

1. Règlement Neige et Vent « RNVA99 v2013 ».
2. Règlement parasismique algérien « RPA99 Version 2003 »

3. Béton armé aux états limites « BAEL91 ».
4. « DTR B-C 2.2 » charge permanentes et charge d'exploitation.
5. Règlement « CCM 97 ».

I.1.3 Mode de construction :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

I.3.1.1 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $F_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\,000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/}^\circ\text{C}$

I.3.1.2 Béton :

- le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3
- Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique: $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$

I.1.4 Élément de la structure

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques et des contreventements qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

I.3.1.3 La toiture

Généralement pour les salles de sports en charpente, le dégagement d'un espace à l'intérieure est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importants sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus
- efficace de l'espace construit ;

- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte ;
- La facilité et rapidité de montage.

I.3.1.4 Eléments principaux de la structure

- Poteaux profilé **IPE & HEA**
- Traverses profilé **IPE**
- Contreventement des cornières **CAE (L)**
- Stabilités verticale Double cornière **2CAE (2L)**
- Poutre Sablière profilé **IPE**
- Poutre Faiçière profilé **IPE**

I.3.1.5 Les éléments secondaires

- Pannes profilé **IPE**
- Potelets profilé **IPE**
- Liernes **des ronds**

I.3.1.6 LES ASSEMBLAGES :

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faîçage et du pied de poteau. Pour les assemblages de jarret, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, (Figure I-8). Dans certains cas, le poteau avec le renfort de jarret de la traverse est fabriqué comme formant un tout et le profilé de la traverse, à hauteur constante, est assemblé au moyen d'un joint de continuité boulonné.

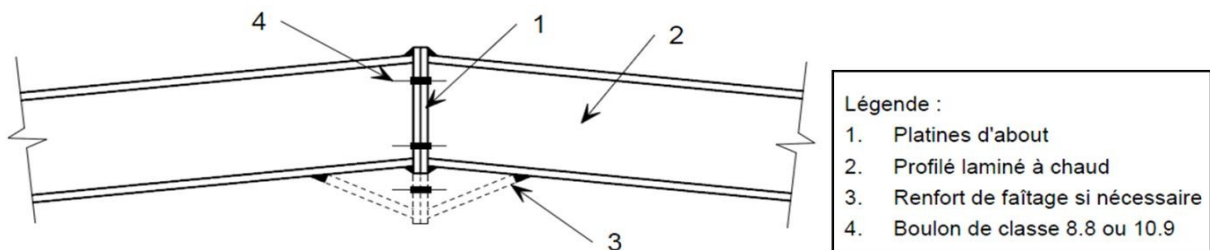


Figure I.2. Assemblage typique de faîçage dans un portique

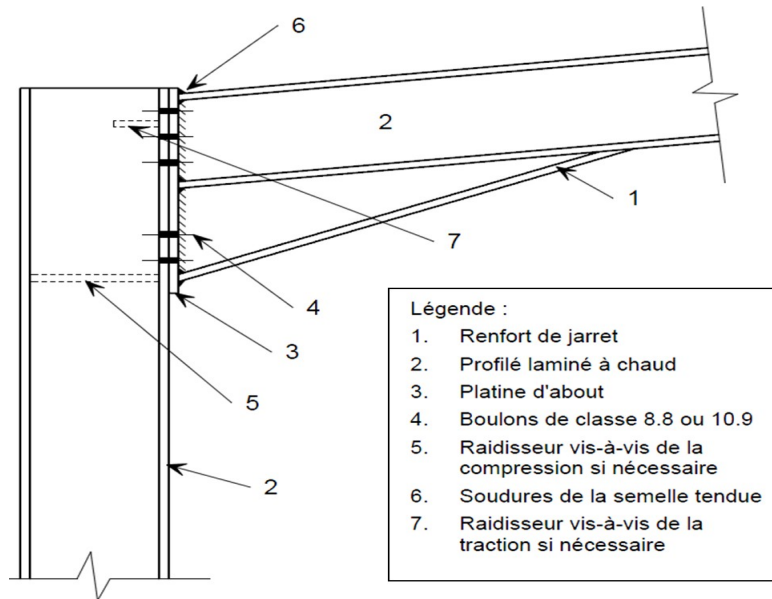


Figure I.3. Assemblage typique de jarret dans un portique

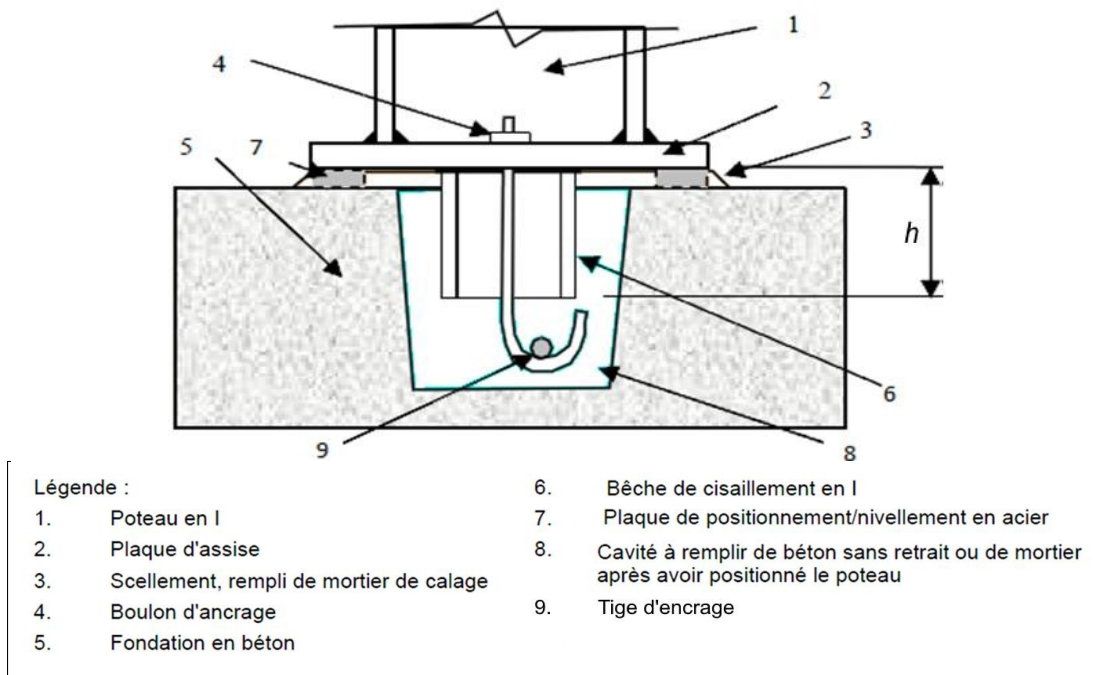


Figure I.4. Pied de poteau avec bêche de cisaillement

Chapitre II.

Etude Climatique

II.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

II.2 Action du vent:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire (Fig. II.1) :

- au long pan V1
- au pignon V2,

II.3 Coefficients de calcul :

II.3.1 Effet de la région :

Notre structure est située à Tiaret qui est classée en zone **III**, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNVA 2013 (Chapitre II - bases de calcul) par :

$$q_{\text{ref}} = 500 \text{ N/m}^2.$$

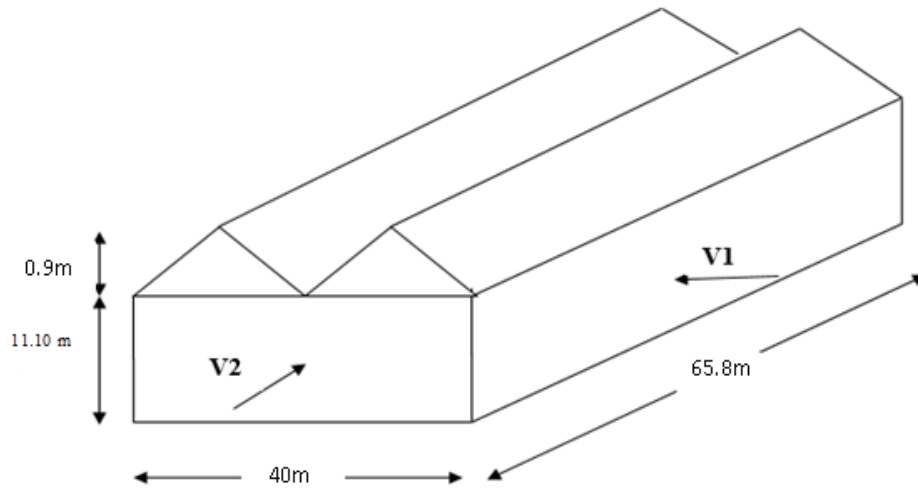


Figure II.1. Les directions principales du vent

II.3.2 Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de Tableau 2-4 dans le RNVA2013 (Chapitre II : bases de calcul) la catégorie de terrain est **III**, d'où :

- | | | | |
|---|---|----------------------|---------------------------------------|
| { | Le facteur de terrain | $K_T = 0,215$ | |
| | Le paramètre de rugosité | $z = 0,3m$ | |
| | La hauteur minimale | $z_{min} = 5m.$ | (RNVA 2013 : Partie II, Tableau 2-4). |
| | Coefficient utilisé pour le calcul de C_d , | $\varepsilon = 0,37$ | |

II.3.3 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 $C_t(z) = 1$. (RNVA 2013 : **Chap. 2.4.5**)

II.4 Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de 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. (Chapitre III : coefficient dynamique dans RNVA2013).

$C_d=1$. Valeur conservative pour les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15 m.

II.5 calcule de la pression :

II.5.1 Détermination du coefficient de la 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 népérien. (RNVA 2013 : Chap. 2.4.4)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_T \ln\left(\frac{z}{z_{\min}}\right) \quad \text{si } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \ln\left(\frac{z_0}{z_{\min}}\right) \quad \text{si } z \leq z_{\min} \end{array} \right.$$

Avec :

- La hauteur considérée $Z = 12$ m ;
- Le facteur de terrain $K_T = 0,215$;
- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3$ m ;
- La hauteur minimale $Z_{\min} = 5$ m ;
- Le coefficient $\xi = 0,61$;

Dans notre cas $Z_{\min} \leq Z \leq 200$ m , d'où :

$z = 12$ m dans la toiture et $z = 11,10$ m dans les parois verticales, alors :

➤ Dans la toiture:

$$z = 12 \text{ m} \rightarrow z_{\min} = 5 \text{ m} \leq z = 12 \text{ m} \leq 200 \text{ m}.$$

Donc:

$$C_r(z = 12) = K_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{12}{0.3}\right) = 0.793 \rightarrow C_r(12) = 0.793$$

➤ Dans la paroi verticale:

$$z = 11.10 \text{ m} \rightarrow z_{\min} = 5 \text{ m} \leq z = 11.10 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

Donc:

$$C_r(z = 11.1) = K_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{11.1}{0.3}\right) = 0.776 \rightarrow C_r(11.1) = 0.776$$

II.5.2 Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence (z_e) est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_e) \quad (\text{RNVA2013 : Chap. 2.3})$$

Avec : $q_{\text{ref}} = 500 \text{ N/m}^2$

$C_e(z_e)$: coefficient d'exposition au vent.

II.5.3 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$:

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, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donnée par formule suivante :

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

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence .

z (en m) est la hauteur considérée.

II.5.4 Intensité de turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'ensemble des équations (RNVA 2013 : Chap. 2.4.6) :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{si } z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{si } z \leq z_{\min}$$

➤ **paroi vertical:** $z = 11.10 > z_{\min} = 5$.

$$I_v(z = 11.1) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 1 / \ln\left(\frac{11.10}{0.3}\right) = 0.277$$

➤ **Toiture:** $Z = 12 > Z_{\min} = 5$.

$$I_v(z = 11.1) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 1 / \ln\left(\frac{12}{0.3}\right) = 0.271$$

donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z)$:

• **Paroi vertical :**

$$C_e(11.1) = (0.776)^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0.277] \quad \rightarrow C_e(11.10) = 1.769$$

• **Toiture:**

$$C_e(12) = (0.793)^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0.271] \quad \rightarrow C_e(12) = 1.821$$

on a: $q_p(z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_e)$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Valeurs de q_{ref} , q_p , C_e

	C_e	q_{ref} [N/m ²]	q_p [N/m ²]
Parois Verticales	1.769	500	884,5
Toiture	1.821	500	910,5

II.6 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. (RNVA2013 : Chap. 5 : Coefficient dépression).

- $C_{pe} = C_{pe1} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$

Tel que, S : est la surface chargée de la paroi considérée en m².

II.6.1 Vent perpendiculaire au long-pan V1 :

L'effet du vent est perpendiculaire aux façades principales de la construction. Vent perpendiculaire au long-pan (faitage) soit V1 :

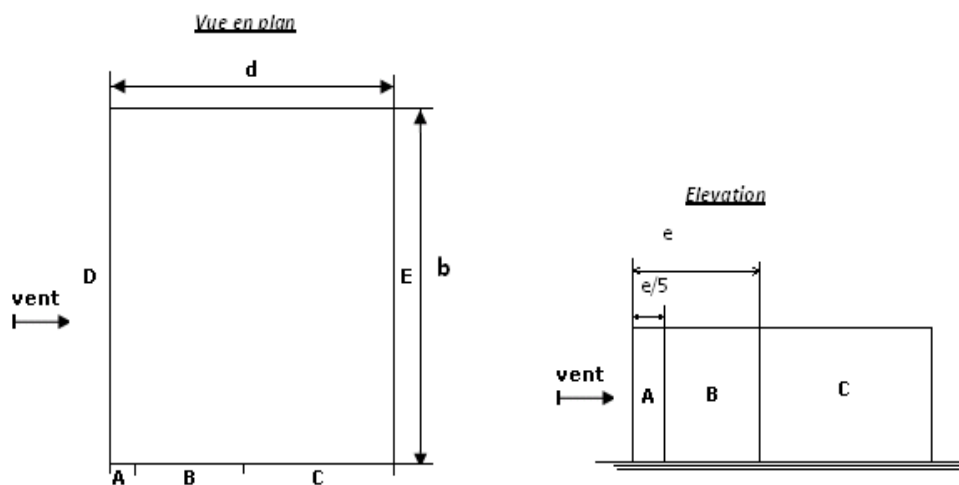


Figure II.2. Vent perpendiculaire au long-pan (faitage) V1

II.6.1.1 Pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a : $b=65.8$ m, $d=40$ m, $h=11,10$ m.

Et on a : $d=40$ m $>$ $e=22,20$ m .

$$e = \min [b, 2h] = 22,20\text{m} \rightarrow e=22,20\text{m}$$

Donc on utilise la légende suivante : (RNV2013 Chap.5.2)

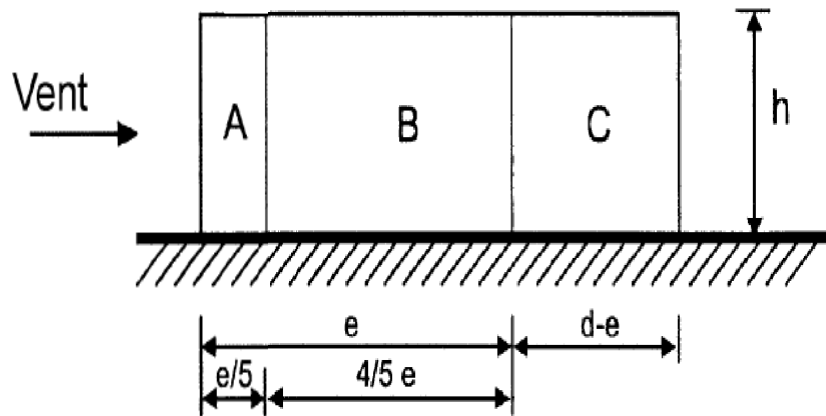


Figure II.3. Légende relative aux murs verticaux

Tel que : $A = e/5 = 22,20/5 = 4.44\text{m}$

$B = 4e/5 \rightarrow B = 17.76\text{m}$

$C = d - e = 40,00 - 22,20 = 17.8\text{m}$

et $D = E = 65.8$ m

➤ **Détermination des surfaces**

$S_A = 11.10 \times 4.44 = 49.28\text{m}^2 \rightarrow S_A > 10\text{m}^2$

$S_B = 11.10 \times 17.76 = 197.13\text{m}^2 \rightarrow S_B > 10\text{m}^2$

$S_C = 11.10 \times 17.80 = 197.58\text{m}^2 \rightarrow S_C > 10\text{m}^2$

$S_D = S_E = 11.10 \times 65.8 = 730,38 \text{ m}^2 \rightarrow S_{D,E} > 10\text{m}^2$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.2. Surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de la parois vertical

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2	49.28	197.13	197.58	730,38	730,38
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieurs à 10m^2 donc
la formule correspondest : $C_{pe} = C_{pe10}$

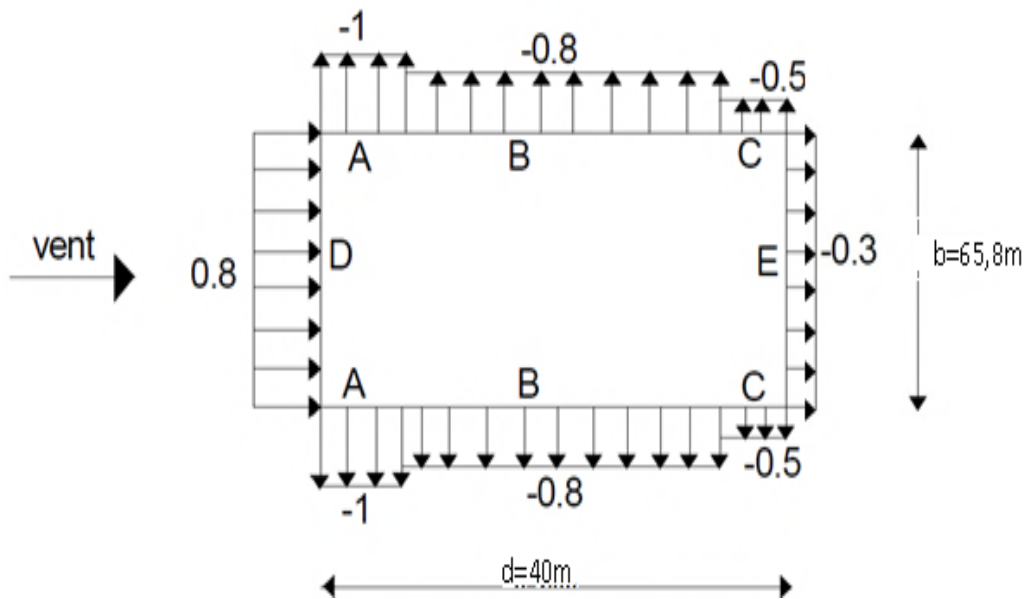


Figure II.4. Surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de la paroisvertical

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales

II.6.1.2 Toiture :

On a une **toiture a versant multiple** $\alpha=5,14^\circ$, le vent perpendiculaire à la génératrice ; on prendra les valeurs C_{pe} de toiture à deux versant (RNV 2013 Chp. 5.1.8) modifié pour leur position selon la (figure 5.7) ; $\theta=0^\circ$

$$b=65,8\text{m}, d=40\text{m}, h=12\text{m}, \alpha=5,14^\circ$$

$$\text{Et } e = \min [b, 2h] = 24 \text{ m} \rightarrow e = 24\text{m}.$$

➤ Déterminations des surfaces

$$S_F = e/4 \times e/10 = (24)^2/40 = 14,4\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_F > 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = (b - 2 e/4) \times e/10 = 86,4\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_G > 10 \text{ m}^2$$

$$S_J = b \times e/10 = 65,8 \times 24/10 = 129,12\text{m}^2 \quad \rightarrow \quad S_J > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = S_I = 1158,08 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S_H > 10 \text{ m}^2 ; \quad S_I > 10 \text{ m}^2$$

Donc toutes les surfaces sont supérieur à 10m^2 , la formule est : $C_{pe} = C_{pe10}$

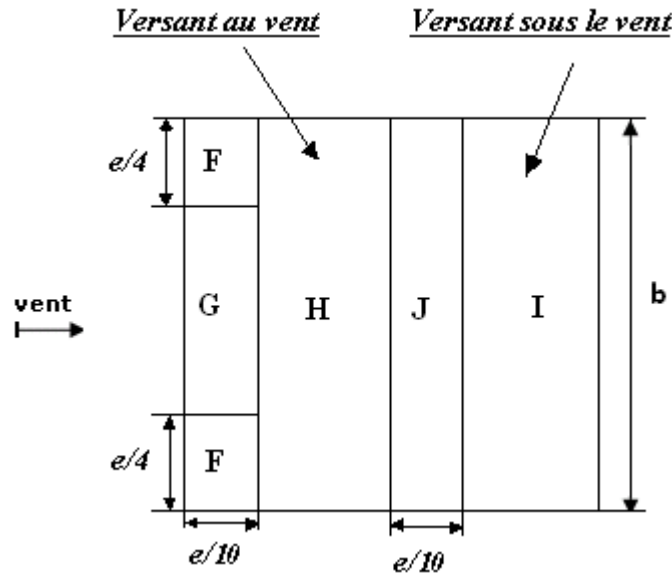


Figure II-5. Légende (des surfaces) pour les toitures.

Les valeurs de pression C_{pe} s'obtient par l'interpolation linéaire, voir **Tableau II-4**.

✓ **Interpolation linéaire :**

La valeur de $\alpha = 5.14^\circ$ n'existe pas dans le **Tab. 5.4 du RNVA2013**, les valeurs de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes à $\alpha = 5^\circ$ et celles de $\alpha = 15^\circ$.

L'interpolation (l'interpolation linéaire) se fait entre valeurs de même signe :

$$f(x) = f(x_1) - \left[\frac{(x-x_1)}{(x_2-x_1)} \right] (f(x_1) - f(x_2))$$

Exemple : $x = 5.14$; $x_1 = 5$; $x_2 = 15$; $f(x_1) = -1.7$; $f(x_2) = -0.9$

$$f(5.14) = -1.7 - \left[\frac{(5.14-5)}{(15-5)} \right] (-1.7 + 0.9) = -1.6888$$

Tableau II-3. Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

Pente α	F			G	H	I	J
	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	-1.7	-2.5	/	-1.2	-0.6	-0.3	-0.3
5.14°	-1.6888	-2.493	-1.6888	-1.1944	-0.5958	-0.3014	-0.3098
15°	-0.9	-2	/	-0,8	-0.3	-0.4	-1

II.6.2 Vent perpendiculaire au pignon V2 :

II.6.2.1 Parois verticales

Pour cette direction du vent on a : $b = 65,8m$, $d = 40m$, $h = 11,10 m$ et $e = 22,20m$.

Et on a : $d > e$.

Donc on utilise la légende de Fig. II-4 :

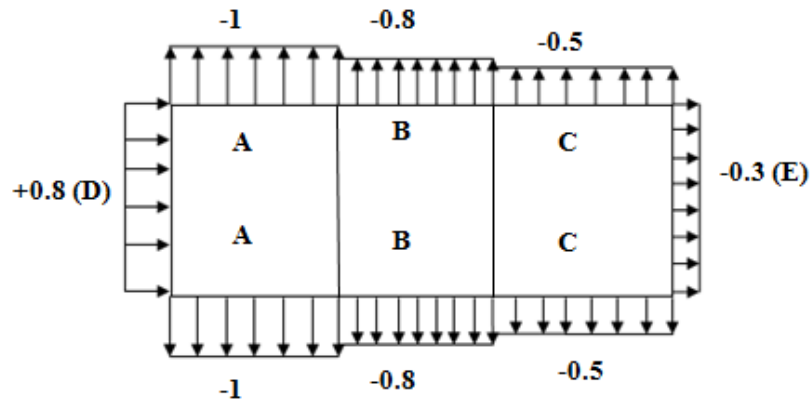


Figure II.6. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

➤ Détermination des surfaces

$$S_A = 11.10 \times 4.44 = 49.28 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S_A > 10 \text{ m}^2$$

$$S_B = 11.10 \times 17.76 = 86.4 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S_B > 10 \text{ m}^2$$

$$S_C = 11.10 \times 17.80 = 129,12 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S_C > 10 \text{ m}^2$$

$$S_D = S_E = 11.10 \times 65,8 = 730,38 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad S_{D,E} > 10 \text{ m}^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10 m^2 donc la formule est :

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.4. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces (m^2)	49.28	197.13	197.58	730,38	730,38
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

II.6.2.2 Toiture

Pour cette direction du vent on a : $b = 65,8 \text{ m}$; $h = 12 \text{ m}$ et $e = 24 \text{ m}$.

Donc on utilise la légende suivante : [R.N.V.A2013 p86]

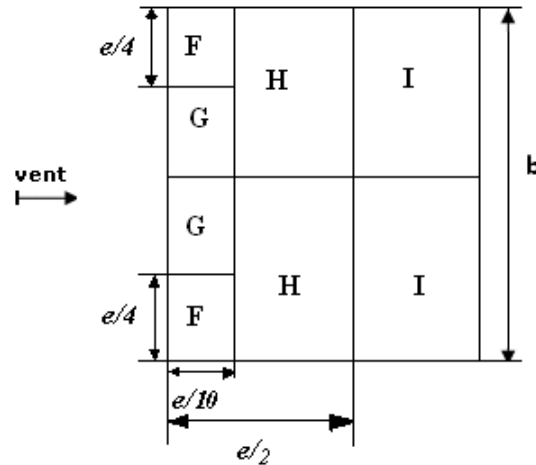


Figure II.7. Légende pour les toitures.

➤ Détermination des surfaces

$$S_F = e/4 \times e/10 = (24)^2/40 = 14.4\text{m}^2$$

$$\rightarrow S_F > 10\text{ m}^2$$

$$S_G = [(b-2 \times e/4)/2] \times e/10 = 129,12\text{m}^2$$

$$\rightarrow S_G > 10\text{ m}^2$$

$$S_H = S_I = (b/2) \times (e/2 - e/10) = 315,84\text{m}^2$$

$$\rightarrow S_H > 10\text{m}^2$$

les surfaces sont supérieures à 10 m^2 , la formule est : $C_{pe} = C_{pe10}$

Mais dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 5.54^\circ$, donc on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant :

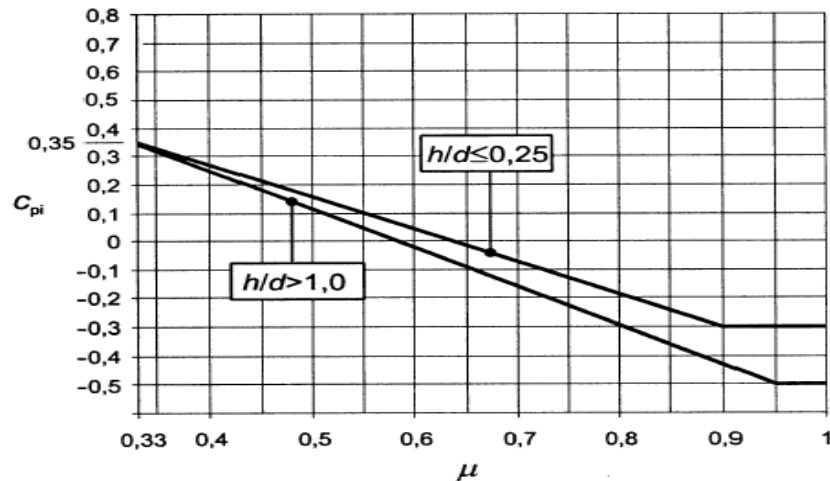
Tableau II.5. Valeurs de C_{pe} pour la toiture.

Pente α	F			G	H	I
	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	-1.6	-2.2	/	-1.3	-0.7	-0.5
5.14°	-1.5958	-2.1972	-1.5958	-1.3	-0.6944	-0.5
15°	-1.3	-2	/	-1.3	-0.3	-0.5

II.6.3 Détermination coefficient de pression intérieure C_{pi}

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_P et le rapport h/d , en se basant sur l'abaque de RNV (ch5., fig.5.14).



Le coefficient de pression C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Et dans notre cas on a une structure symétrique au deux coté (long pan et pignon).

notre hangar possède :

- 10 fenêtres de dimension $(3 \times 1) \text{ m}^2$ dans long-pan1
- 10 fenêtres de dimension $(3 \times 1) \text{ m}^2$ dans long-pan2
- 4 fenêtres de dimension $(1,2 \times 0,6) \text{ m}^2$ dans pignon 1
- 2 portes de dimension $(5 \times 3) \text{ m}^2$ dans pignon 1
- 2 portes de dimension $(4,5 \times 5) \text{ m}^2$ dans pignon 2

On a : $h = 12 \text{ m}$, $d = 40 \text{ m}$, $\rightarrow \mu_p = 0,78$ et le rapport $(h/d) = 0,3 > 0,25$

D'après la figure 5.14 du RNV :

On aura $\rightarrow C_{pi} = -0,17$

- Du coté de pignon : (V2 perpendiculaire a pignon) :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la **Figure 5.14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On a : $h = 11,1 \text{ m}$, $d = 40 \text{ m}$, $\rightarrow \mu_p = 0.78$ et le rapport $(h/d) = 0.277 > 0,25$

D'après la figure 5.14 du RNV :

On aura $\rightarrow C_{pi} = -0,17$

II.6.3.1 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$:

la pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivant: $W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$. (chapitre 2: Bases de calcul page 58).

➤ Du côté de long pan : (V_1 perpendiculaire à long pan)

- Paroi vertical:

$$q_p(z_e) = 884,5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.17 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}].$$

Tableau II.6. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V_1

Zone	$q_p \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_e) \text{ N/m}^2$
A	884,5	-1	-0.17	-734,135
B		-0.8		-557,235
C		-0.5		-291,885
D		0.8		857,965
		-0.3		-150,065

- Toiture :

$$q_p(z_e) = 910,5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.17 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}].$$

Tableau II.7. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V_1 .

Zone	$q_p \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_e) \text{ N/m}^2$
F	910,5	-1.6888	-0,17	-1382,687
G		-1.1944		-932,716
H		-0.5958		-168,422
J		-0.3014		-119,639
I		-0.3098		-127,289

➤ Du côté de pignon : (V_2 perpendiculaire à pignon) :

- Paroi vertical:

$$q_p(z_e) = 884,5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.17 \quad W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}].$$

Tableau II.8. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2

Zone	qpN/m ²	Cpe	Cpi	W(ze) N/m ²
A	884,5	-1	-0.17	-734,135
B	884,5	-0.8	-0.17	-557,235
C	884,5	-0.5	-0.17	-291,885
D	884,5	+0.8	-0.17	857,965
E	884,5	-0.3	-0.17	-150,065

- **Toiture :**

$$qp(ze) = 910,5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.17 \quad W(Z_j) = qp(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau.II.9. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2

Zone	qp N/m ²	Cpe	Cpi	W(ze) N/m ²
F	910,5	-1.5958	-0,17	-1298,190
G		-1.3		-1028,865
H		-0.6944		-477,466
I		-0.5		-300,465

II.7 Action de neige

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

La charge caractéristique de neige S (KN/m²) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \cdot S_K$ [KN/m²]

D'où:

S_K : Valeur de la charge de neige sur le sol.

μ : coefficient d'ajustement des charges.

II.7.1 Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_K définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré. D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Tiaret est située en **zone B**.

$$S_K = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

H : l'altitude géographique.

Pour notre site : $H = 1080 \text{ m} \rightarrow S_K = 0.532 \text{ KN/m}^2$.

I.1.5 Coefficient de forme de la toiture

Dans le cas de toiture à versants multiples ; des valeurs de μ sont données en fonction de

l'angle α , $\alpha = \arctan(0,9/10)$ $\alpha = 5.14^\circ$ α [$^\circ 0 ; 30$] [RNV 2013, P: 25; Tableau 2]

Donc $\mu_1 = 0.8$ Et $\mu_2 = 1.46$

Les dispositions de charge à considérer correspondent à

- Cas (i) : sans accumulation de neige
- Cas (ii) : avec accumulation de neige [RNV 2013, P: 27; Figure 9]

Pour le cas (i) : $\alpha_1 = \alpha_2$

La charge de neige est alors : $S = \mu_1 (\alpha_1) * S_k$

$$S = 0.8 * 0.532 = 0.425 \text{ KN/m}^2$$

Pour le cas (ii) : $\alpha_1 = \alpha_2$ La charge de neige est : $S = \mu_1 (\alpha_1) * S_k$

$$S = 0.8 * 0.532 = 0.288 \text{ KN/m}^2$$

Oubien:

$$S = \mu_2 (\alpha_1) * S_k$$

$$S = 1.46 * 0.532 = 0.776 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III :
Etude des éléments
Secondaires

III.1 Principe de choix d'un panneau sandwich

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

III.2 Panneaux couverture

Pour choisir le panneau couverture qui convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicitée la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -1,298 \text{ kN/m}^2$.

Suivant une fiche technique on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

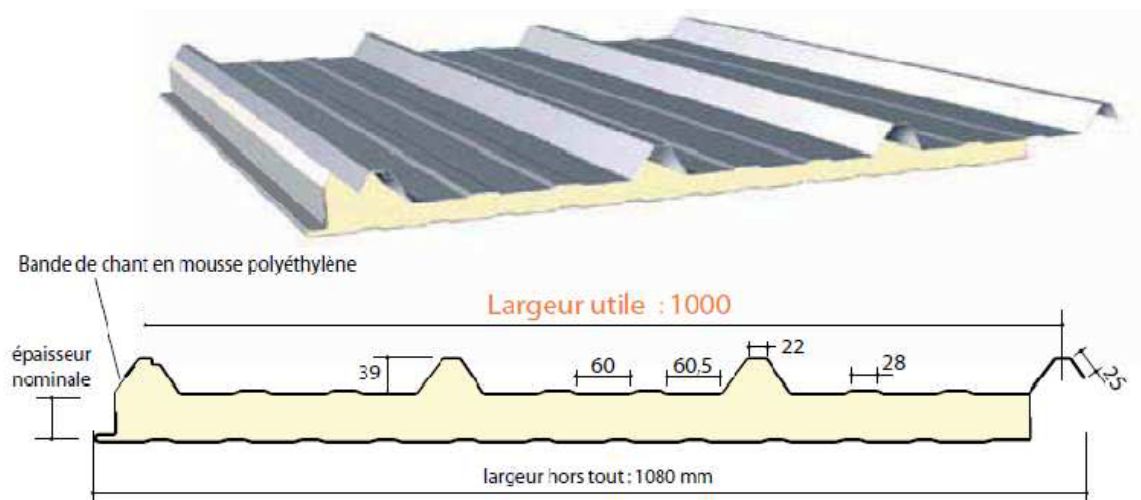


Figure III .1 Détails de panneau sandwich (couverture).

III.2.1 Détermination de poids propre de la couverture

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisir un panneau de couverture de 40mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 12.9 kg/m^2 .

Tableau III.1. Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

III.2.2 Détermination de la portée maximale

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture $w = -1.298 \text{ kN/m}^2$ (dépression)

On suppose que le panneau de couverture soit repose sur plusieurs appuis (pannes), à l'aide de la fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures. (by Arcelo Mital)

D'après le tableau annexe 1 on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 3m.

⇒ On prend l'entraxe entre les pannes $e = 1.3 \text{ m}$.

III.3 Etude des pannes

III.3.1 Définition

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. Dans notre structure nous utiliserons des IPE

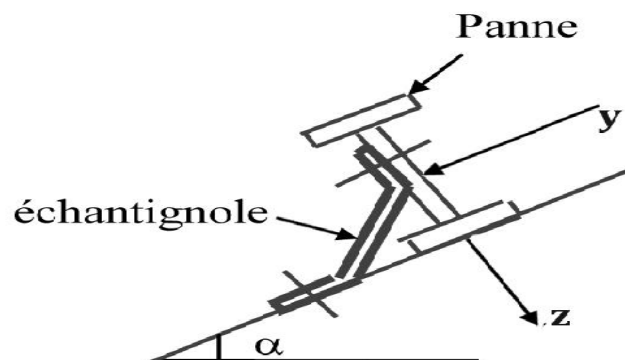


Figure III.2. Disposition de la panne.

III.3.2 Données de calcul

Dans notre structure on a un seul type de pannes à étudier :

- pannes de **6.58 m** de portée réalisée en profilé (I)
- L'espacement entre les pannes est de **1.3 m**.
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de **5.14°**
- Les pannes sont en acier **S235**
 - $f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$.
 - $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$.

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6.58\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 5.14^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à **1,3 m**.

III.3.3 Détermination des sollicitations

➤ Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes (G) :

- | | |
|---|--------------------------|
| a) Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) | 12.9 kg/m ² . |
| b) Poids propre d'accessoire d'attache | 1.50 kg/m ² . |
| c) Poids propre de la panne estimée (IPE120) | 10.4 kg/m. |

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes (e= 1,3m)

$$G = (12.9 + 1.5) * 1,3 + 10.4 = 29.12 \text{ kg/m} \quad \rightarrow$$

$$G = 0.291 \text{ kN/m.}$$

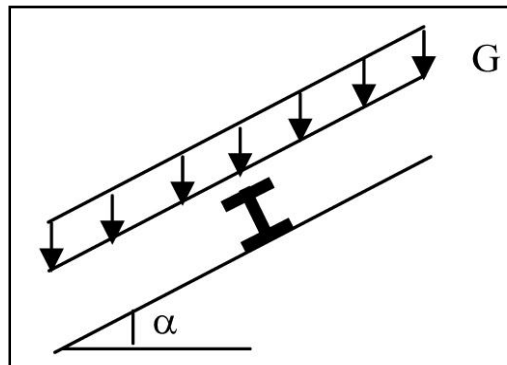


Figure III. 3. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

a) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2).

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie

équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées. La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

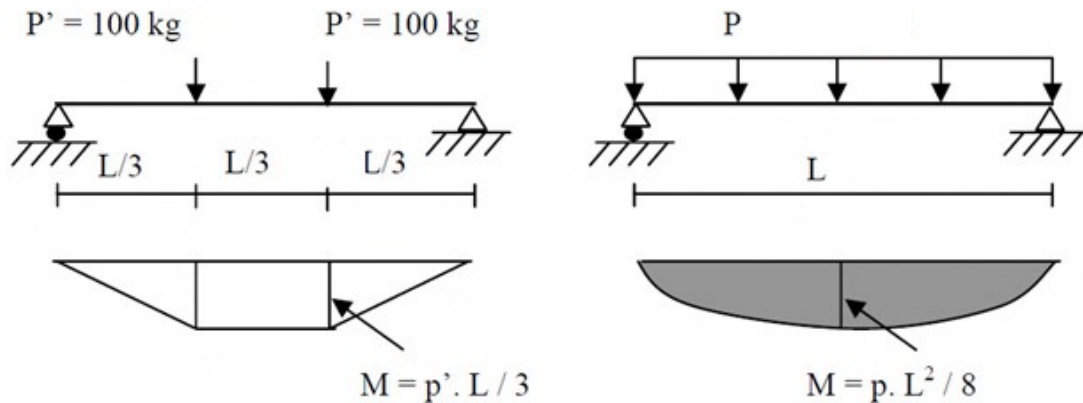


Figure III.4. Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = p \cdot (l/3)$$

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ Kg.m}$$

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitation), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à P aux charges ponctuelles (P_{eq}).

$$M_{\max} = P' l / 3 = P l^2 / 8$$

$$P = 8 \cdot P' / 3 \cdot l = 8 \cdot P' / 3 \cdot l = 8 \cdot 100 / 2 \cdot 6 = 44,44 \text{ kg /ml}$$

$$P_{eq} = 0,444 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges climatiques :**

- **Surcharge du vent (W) :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable donc le $C_{pi} = -0,17$ zone Finf tel que la charge considérée est : **-1298 N/m²** [Chapitre II, tableau II.5]

D'où :

$$W = (-1.298 \times 1.3) = -1.687 \text{ kN /ml}$$

Due à la neige :

La charge de la neige maximale est $S = 0.776 \text{ KN/m}^2$

$$D'où : S = (0.776 \times 1.3) = 1.00 \text{ kN/ml}$$

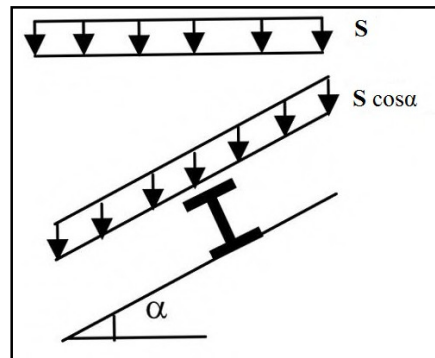


Figure III.5. Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0.291 \text{ kN/ml.}$$

$$W = -1.687 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/ml.}$$

- **Décomposition des charges :**

Suivant l'axe Z-Z : $G_z = G \cos \alpha = 0,289 \text{ KN/m.}$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0,442 \text{ KN/m.}$$

$$W_z = W = -1.687 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0,996 \text{ KN/m.}$$

Suivant l'axe Y-Y : $G_y = G \sin \alpha = 0,026 \text{ KN/m.}$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0,115 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 0,089 \text{ KN/m}$$

III.3.4 Les combinaisons d'actions

1) ELU :

Suivant l'axe z-z

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5 Q_z = 0.823 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5 S_z = 1.884 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5 W = -2.819 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = -3.562 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y

$$\text{Comb 1} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.169 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.208 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1,35G_y = 0,0351 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$q_{uz} = G_z + 1.5W = -2.819 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.169 \text{ KN/ml}$$

2) ELS

- **Suivant l'axe z-z :**

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 0.731 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 1.285 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -1.398 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe y-y:**

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.141 \text{ KN/ml} \quad \text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.115 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = -1.661 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée

$$q_{sz} = G_z + W = -1.398 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 0.115 \text{ KN/ml}$$

III.4 Principe de prédimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- **Condition de flèche (l'ELS).**
- **Condition de résistance (l'ELU).**

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III.4.1 Vérification à l'ELS (flèche)

➤ Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm}$.

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z = \frac{5.Q_z.l^4}{384.E.I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times Q_z \times l^3}{384.E} = \frac{1000 \times 1.398 \times 600^3}{384 \times 21000} = 374.46 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 374.46 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE140

$$I_y = 374.46 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 30.80 \text{ cm}^4$$

Ces caractéristiques sont:

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	B mm	tf mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	4.7	112.2	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

➤ Poids propre réel :

$$G = (P_{\text{couverture}} + \text{Accessoire}) \times e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (12.9 + 1.5) \times 1.3 + 12.9 = 31.6 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.316 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.316 \times \cos 5,14^\circ = 0,14 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.316 \times \sin 5,14^\circ = 0.028 \text{ KN/ml}$$

• Les combinaison les plus défavorables:

A L'ELU:

$$q_z = -2.670 \text{ KN/m.}$$

$$q_y = 0.171 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS:

$$q_z = -1.371 \text{ KN/m.}$$

$$q_y = 0.405 \text{ KN/m.}$$

III.4.2 Dimensionnement des pannes

III.4.2.1 Condition de la flèche

a) Calcul de la flèche suivant l'axe Z -Z:

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq F_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = 3$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.371 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 541.2} = 2.03 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.03 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

• Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq F_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.405 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 44.92} = 2.9 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.9 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

III.4.3 Condition de la résistance (ELU)

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Vérification à la flexion déviée :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC3 Art 5.4.8.1]

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,yRd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,zRd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2, \dots$ pour les profile en I. $\Rightarrow \beta = 1$ Et : $M_{sd} = q.l^2/8$

Moment de calcul par rapport à z-z

$$M_{(y,Sd)} = (Q_z \times l^2)/8 = (-2.670 \times (6)^2)/8 = -12.015 \text{ KN.m (Due au soulèvement du vent)}$$

$$\rightarrow M_{y, Sd} = -12.015 \text{ KN.m}$$

Et Moment de calcul par rapport à y-y, (Fig. III.4 droite) sans appui intermédiaire :

$$M_{z, Sd} = (Q_y \times l^2)/8 = (0.171 \times (6)^2)/8 = 0.769 \text{ kN.} \rightarrow M_{z, Sd} = 0.769 \text{ kN.m}$$

Et : $M_{pl} = W_{pl}.f_y/\gamma_{m0}$ et pour le γ_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

• **Détermination de la classe de profile :**

$$A_{me} : d/t_w = 112,2/5 = 4.7 \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow A_{me} \text{ de classe 1}$$

$$\text{Semelle : } c/t_f = b/2/t_f = 36.5/6.9 = 5,28 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section de classe 1 . $\gamma_{m0} = 1$

$$M_{(pl,yRd)} = (W_{(pl,y)}.f_y)/(\gamma_{m0}) = (88.34 \times 29)/1 = 25.619 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl, yRd} = 25.619 \text{ KN.m}$$

$$M_{(pl,zRd)} = (W_{(pl,z)}.f_y)/(\gamma_{m0}) = (19.25 \times 20.3)/1 = 3.910 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{pl, zRd} = 3.910 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow [12.015/25.619]^2 + [(0.769)/3.910]^1 = 0.416 < 1$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,rd} \dots\dots\dots [EC3 p158]$$

$$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd} \dots\dots\dots [EC3 p158]$$

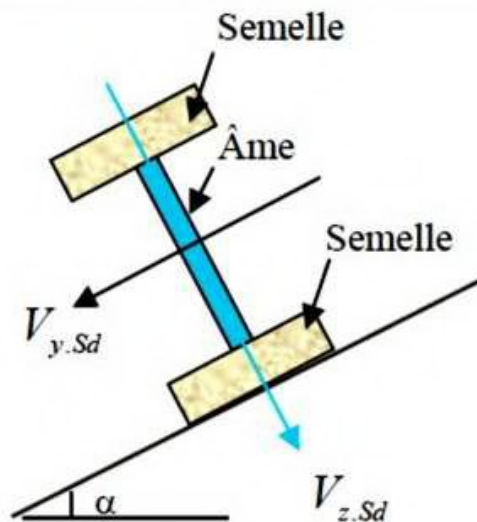


Figure III.6 Représentation de cisaillement de la panne

$$\begin{cases} V_{Sd,y} = \frac{Q_y \cdot l}{2} = \frac{0.171 \times 6}{2} = 0.513 \text{ kN} \\ V_{Sd,z} = \frac{Q_z \cdot l}{2} = \frac{2.670 \times 6}{2} = 8.01 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 8.01 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$\text{Et } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 2010 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 2 \times 7) \times 6.9 = 503.57 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_v = 503.57 \text{ mm}^2$$

Avec :

$V_{pl,Rd}$: Effort tranchant résistant de la section.

A_v : Aire de cisaillement.

$$\text{donc } V_{pl,Rd} = 503.57 \times \frac{23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 6832.302 \text{ daN} \rightarrow 68.32 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{pl,Rd} = 68.32 \text{ kN}$$

Donc la condition sera : $V_{Sd,max} = 8.01 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 68.32 \text{ kN}$

→ Donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

C) Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de

risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent desoulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout aulong de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchié vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi- travée (voir lafigure)

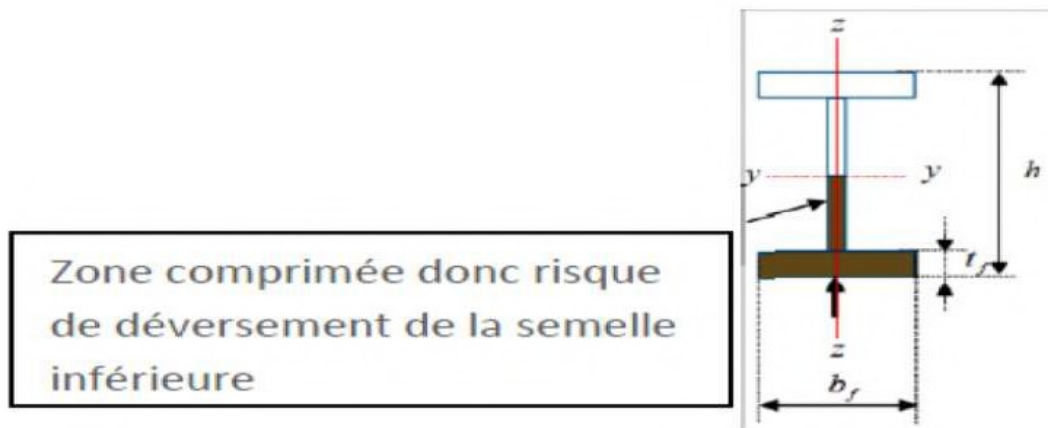


Figure III.7 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

- La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante

La vérification à faire est :

$$M_{Sd, \max} \leq M_{b, Rd} \dots\dots\dots [EC3 Art 5.5.2]$$

$$M_{Sd, \max} = M_{y, Sd} = -12.015 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow q_{\max} = 8 \times (12.015) / (6)^2 = 2.67 \text{ KN/m}$$

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

Avec : $\beta_w=1 \rightarrow$ Section de classe 1

Et : $\gamma_{M1}=1,1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} : \text{L'élancement de déversement} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : le moment critique élastique de déversement. F.2, Art F.1.2 EC3

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4E \quad I_t = 2.45 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$: coefficient de poisson

E = 210000 MPa : module d'élasticité longitudinal.

I_t : moment d'inertie de torsion.

I_w : moment d'inertie de gauchissement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec :

K = 1 appui simple (Tableau F.1.2 EC3).

$K_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités).

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1).

$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$ (Tableau F.1.2 EC3).

L = longueur de maintien latéral L= 6 m.

$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm}$.

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 44.92}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{0.198}{44.92} + \frac{(1 \times 6)^2 \times 0.4 \times 2.45}{3.14^2 \times 44.92} + (0.459 \times (-0.07) - 0)^2 \right]^{1/2} - (0.459 \times (-0.07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 11.981 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 10^{-6} \times 235}{11.981 \times 10^{-3}}} = 1.550$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.550 > 0.4$ Donc il y a risque de déversement

Et $\alpha_{LT} = 0.21 \rightarrow$ pour les profilés laminés

On tire χ_{LT} à partir du Courbe (a) $\rightarrow \chi_{LT}$ tableau 5.5.2 de L'EC3 :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.550 \phi_{LT} = 1.55 * (0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.550 - 0.2) + 1.550^2]) = 2.85$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.85 + (1.794^2 - 1.550^2)^{0.5}}$$

$$M_{y, sd} = -20.349 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{b,Rd} = 0.26 \times 1 \times \frac{123.9 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 6.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, sd} = -12.015 \text{ KN.m} > M_{b,Rd} = 6.88 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

La condition n'est pas vérifiée donc la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente la section de profile a un IPE 180, **On aura :**

$$M_{brd} = 20.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 20.25 \text{ KN.m} > M_{sd} = 14.76 \text{ kN.m}$$

→ Donc la condition est vérifiée on adopte un **IPE 180**.

III.5 Calcul de l'échantignolle

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

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

$$\text{Pour un IPE180} \Rightarrow \begin{cases} b = 9.1 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm}$$

Soit $t = 11 \text{ cm}$.

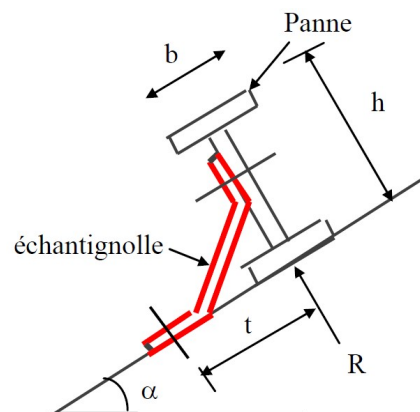


Figure III.8 Échantignolle.

III.5.1 Principe de dimensionnement

Suivant y-y :

$$Q_y = 1.35G \sin 5.14^\circ + 1.5W_s$$

$$Q_y = 1.35(0.316) \sin 5.14^\circ + 1.5(0)$$

$$Q_y = 0.038 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = G \cos 5.14^\circ - 1.5W_s$$

$$Q_z = (0.316) \cos 5.14^\circ - 1.5(1.687)$$

$$Q_z = -2.215 \text{ KN/m.}$$

$$R_y = 0.375 \times Q_Y \frac{L}{2} = 0.375 \times \frac{0.038 \times 6}{2} = 0.043 \text{ KN}$$

$$R_z = Q_z \times \frac{L}{2} = 2.215 \times \frac{6}{2} = 6.645 \text{ KN}$$

III.5.1.1 Moment de renversement

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} \rightarrow M_r = 6.645 \times 0.11 + 0.043 \times 0.9 = 0.769 \text{ KN.m}$$

III.5.1.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = \frac{w_{\text{ely}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} > M_r \Rightarrow w_{\text{ely}} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\text{Donc : } w_{\text{ely}} \geq \frac{0.769 \times 1}{23.5} = 3.272 \text{ cm}^3$$

III.5.1.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

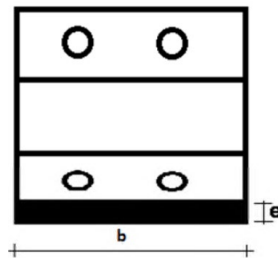


Figure III.9. Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$w_{\text{ely}} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{3.272 \times 6}{200}} = 09.90 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

On adopte pour l'attache des pannes un échantignolle d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$ et de longueur $b = 200 \text{ mm}$ avec des boulons $\emptyset = 8 \text{ mm}$.

III.6 Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage

III.6.1 Panneaux bardage

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie
 Fixations apparentes

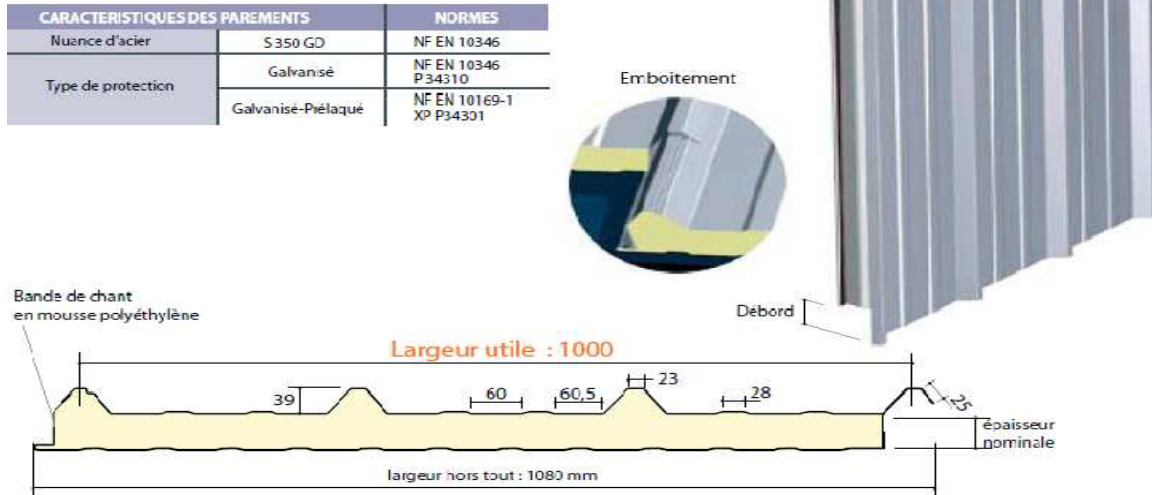


Figure III.10. Détail de panneau sandwich (bardage)

III.6.1.1 Détermination de poids propre de bardage

D’après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de 40mm d’épaisseur cequi donne un poids de **12.9kg/m²**

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Figure III.11. Détail de panneau sandwich (bardage).

III.6.1.2 Détermination de la portée maximale pour le bardage

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales **W= 0.857kN/m²**. (Une compression).

On suppose que le panneau de bardage soit repose sur plusieurs appuis (lisses), à l’aide detableau ci-dessous on déterminera la portée maximale entre les lisses :

	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS							
	Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme							
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION					141	119	101	3,00	149							PRESSION
DEPRESSION				156	142	128	96		109	132	148					DEPRESSION
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160					PRESSION
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148				DEPRESSION
PRESSION			145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160				PRESSION
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127			DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	DEPRESSION

Figure III.12. Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

$W = 50.19 \text{ daN/m}^2$ Cette valeur elle est vérifiée pour une charge utile 104 daN/m^2 ce qui correspondant à entraxe maximal de **380cm** avec une épaisseur de 40mm ; cas de panneaurepose sur plusieurs appuis.

⇒ On prend l'entraxe entre les lisses $e = 1.5\text{m}$.

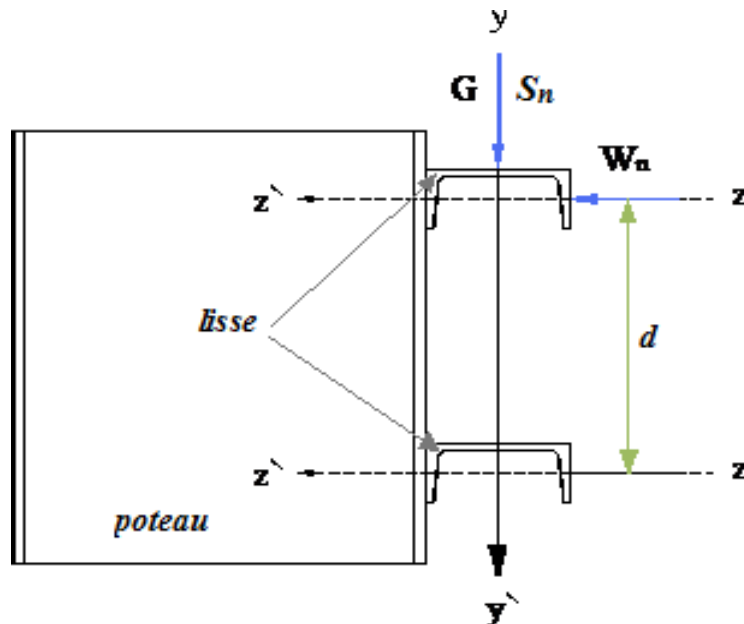


Figure III.13. Disposition de la lisse sur le poteau.

III.6.1.3 Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e = 1.5\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 4 lignes de lisses sur chaque paroi.

III.6.1.4 Détermination des charges et surcharges

a) les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs) 12.9 Kg/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attaches 1.5 Kg/m^2
- Poids propre de la lisse estimé (UPE) 13.74 Kg/m

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisse e= 1.5 m

$$G_p = (12.9 + 1.5) \times 1.5 + 13.74 = 35.34 \text{ Kg/ml}$$

$$\rightarrow G = 0.353 \text{ kN/ml}$$

b) La surcharges climatique du au vent

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :

$$W = 85,79 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II)}$$

$$D'où : W_s = 0.858 \times e = 0.858 \times 1.5 = 1.287 \text{ KN/ml}$$

1) Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uy} = (1.35G) = 0.476 \text{ KN/ml} \quad Q_{uz} = (1.5W) = 1.930 \text{ KN/ml}$$

2) Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sy} = 0.353 \text{ KN/ml} \quad Q_{sz} = 1.287 \text{ KN/ml}$$

III.6.2 Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$.

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f = \frac{5}{384} \frac{Q_z \cdot l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{W_s \cdot l^4}{E} = \frac{5 \times 1.287 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 344.732 \text{ cm}^4$$

→ Donc on adopte un **UPE 140**

Ses caractéristiques sont :

Profil	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 _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
UPE 140	14.5	18.4	140	65	9.0	5	98	600	78.5	85.6	18.2	5.71	2.07

Vérification de la condition de flèche La charge G devient alors :

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times (e)] + P_{\text{lisse}}$$

$$G_p = (12.9 + 1.5) \times 1.5 + 14.5 = 36.1 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.361 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons de calcul

$$q_y = 1.35 \times G = 1.35 \times 0.361 = 0.487 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 1.5 \times W_s = 1.5 \times (-1.287) = -1.930 \text{ KN/m}$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.930 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 78.5} = 1.97 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_z = 1.97 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y):

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.487 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 600} = 0.65 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_z = 1.00 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- **Détermination des sollicitations**

$$M_y = \frac{q_z \cdot (l)^2}{8} = \frac{1.930 \times (6)^2}{8} = 8.685 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \cdot (l)^2}{8} = \frac{0.487 \times (6)^2}{8} = 2.191 \text{ KN.m}$$

$$\text{UPE 140: } W_{y, pl} = 85.6 \text{ cm}^3, W_{z, pl} = 18.2 \text{ cm}^3$$

III.6.3 Vérification de la résistance des lisses

➤ **Condition de résistance :**

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC03Art 5.4.8.1(11)]

- **Vérification à la flexion bi-axiale:**

$$\text{La condition à vérifier est : } \left[\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2, \beta = 1$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{85,6 \times 23,5}{1} \times 10^{-2} = 20,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,8 \times 23,5}{1} \times 10^{-2} = 3,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sous le vent : } \left[\frac{8,685}{20,11} \right]^2 + \left[\frac{2,191}{3,24} \right]^1 = 0,86 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

III.6.4 Vérification au cisaillement

$$V_z < V_{pl,z}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f = 1840 - 2 \times 65 \times 9 + (5 + 2 \times 12) \times 9 \\ = 930,0 \text{ mm}^2$$

$$V_z = \frac{q_z \cdot l}{2} = \frac{1,930 \times 6}{2} = 5,79 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{930 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 12,617 \text{ KN}$$

$$V_z = 5,79 \text{ KN} < V_{pl,z} = 12,617 \text{ KN} \quad \text{L'effort tranchant est vérifié.}$$

III.6.5 Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

Sous le vent de dépression

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{\frac{2474,8}{20,2}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2474,8}{\frac{150}{10,3}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 78,892$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{78,892}{93,9} \right) \times [1]^{0,5} = 0,846$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,846 > 0,4 \rightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

A partir de la courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$ (Tableau 3).

$$\chi_{LT} = 0,768$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.768 \times 1 \times 125.27 \times 23,5}{1.1} = 20.553 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{38.91 \times 23,5}{1.1} = 9.144 \text{ KN.m}$$

La formule de vérification est la suivante : $\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,zRd}} \right] \leq 1$

$$\left[\frac{15.867}{20.533} \right] + \left[\frac{0.746}{9.144} \right] = 0.854 \leq 1 \quad \text{Vérifier.}$$

III.7 Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions du au vent

III.7.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

A/ Charges permanentes G :

Poid du bardage.....12.9Kg/m²

Poids propre de la lisse (UPE 100).....12.1Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches.....1.5Kg/m²

L'entraxe des potelets est de e=5m

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet H= 6.84m

B/ Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W=85,79 \text{ daN/m}^2 \text{ daN/m}^2$$

III.7.2 Le pré dimensionnement du potelet :

Chaque pignon possède trois potelets de longueur max $L = 12$ m.

Hauteur de potelet $h = 11.20$ m.

Les potelets sont en **acier S235**.

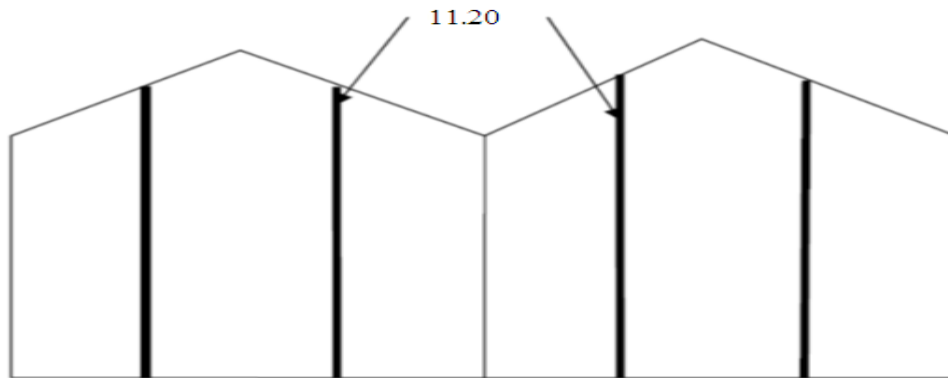


Fig. III.14. Schéma du potelet

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$D'o\grave{u} : q_{ws} = 0.668 \times e = 0.668 \times 6.5 = 4.3 \text{ KN/ml}$$

III.7.2.1 Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{w_s \cdot (l)^2}{8} = \frac{4.3 \times 12^2}{8} = 77.2 \text{ kN.m}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \text{ et la flèche admissible : } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$\rightarrow f_y = \frac{5q_w l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5q_z l^3}{384E} = \frac{1000 \times 4.3 \times (120)^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 5507.14 \text{ cm}^4$$

$\rightarrow I_y \geq 5507.14 \text{ cm}^4$, Donc on choisit **HEA 240**.

Ses caractéristiques sont :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	61.5	206	230	240	12	7.5	21	7763	2769	744.6	351.7	6	10.1

- **Les charges permanentes**

- Poids du bardage (14.5 daN/m²).
- Poids des lisses UPE (17.93 daN/m²).
- Poids propre du potelet (61.5 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (6.26 m).
- Longueur du bardage (6 m).
- Longueur du potelet (12 m).

$$G = (0.14 \times 6.26 \times 6) + (0.179 \times 6.26 \times 5) + (0.614 \times 12) \rightarrow \mathbf{G = 18.229 \text{ KN.}}$$

III.7.3 Vérification de la flexion composée

➤ **Vérification de l'effort axial**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

- $N_{y.sd} = \gamma_G \cdot G = 1.35 \times 18.229 = 22.987 \text{ KN}$

$$\rightarrow \mathbf{N_{y.sd} = 24.609 \text{ KN}}$$

- $N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2060 \times 23.5}{1} = 484.10 \text{ KN}$

$$\rightarrow \mathbf{0.25 N_{pl.y.rd} = 121.025 \text{ KN}}$$

- $\frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2060 - 2 \times 240 \times 12) \times 23.5}{1} = 348.74 \text{ KN}$

$$\rightarrow 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 174.37 \text{ KN}$$

- $N_{y.sd} = 24.609 \text{ KN} < \min\{121.025 \text{ KN} ; 174.37 \text{ KN}\}$

→ **Donc la condition est vérifiée**

III.7.4 Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{Sd,max} \leq \frac{1}{2} V_{pl,Rd}$$

$$V_{Sd,max} = V_{Sd,z} = \frac{W_s \cdot L}{2} = \frac{9.878 \times 12}{2} = 59.265 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 59.265 \text{ kN}$$

$$\text{et } V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} = 3061 \times \frac{23,5}{1\sqrt{3}} = 1085.418 \text{ daN} = 421.41 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210.69 \text{ KN } A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$V_{Sd,max} = 59.256 \text{ KN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210.69 \text{ KN}$$

→ Donc la condition est vérifiée

III.7.5 Vérification au flambement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \left(A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{ply} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{plz} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1$$

- $N_{Sd} = 22.987 \text{ kN}$
- $M_{y,Sd} = \frac{W_s L^2}{8} = \frac{9.878 (12)^2}{8} = 177.8 \text{ KN.m}$
- $M_{z,Sd} = 0$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$ avec :

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1200}{6} = 200$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{9\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{200}{93.9} \times 1 = 2.12 > 0.2 \quad \text{Il y a un risque de flambement}$$

Courbe de flambement :

$$h/b = 230/240 = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ; $\alpha_y = 0.21$.

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + (\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}} \quad ; \quad \varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.21(2.10 - 0.2) + 2.10^2] = 2.243$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.243 + (2.243^2 - 2.1^2)^{0.5}} = 0.3290$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1080}{10.10} = 106.931$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{106.931}{93.9} \times 1 = 1.138 > 0.2$$

Axe de flambement **z-z** courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0,34$ (tableau 3).

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.34(1.138 - 0.2) + 1.138^2] = 1.306$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.306 + (1.306^2 - 1.138^2)^{0.5}} = 0.513$$

$$\chi_z = 0.56$$

$$\text{Donc } \chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.329; 0.513) = 0.329$$

Calcul du coefficient k :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0.9 ; \beta_{My} = 1.3$$

$$\mu_y = 2.12(2 \times 1,3 - 4) + \frac{744.6 - 675.1}{675.1} = -1.236$$

$$k_y = 1 - \frac{(-1.236) \times 2298.7}{0.329 \times 2060 \times 23.5} = 0.82$$

Et la condition sera :

$$\frac{2298.7}{0.329 \times (2060 \times 23.5 \times 10^2 / 1.1)} + \frac{0.82 \times 17780 \times 10^2}{744.6 \times (23.5 \times 10^2 / 1.1)} + 0 = 0.91 \leq 1 \quad \text{OK}$$

III.8 Conclusion

Ce chapitre de notre étude que nous nous a permis de déterminer la nature des profilés des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- **Les pannes : IPE 180.**
- **les lisses un UPE140.**
- **Les potelets : HEA 240.**

Chapitre IV:

Etude de contre- ventement et stabilité

IV.1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants «poutres au vent », et en façade «palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

IV.2 Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

IV.1.1 Calcul de force de frottement

Dans les condition suivantes :

$$\frac{d}{b} = \frac{65.8}{40} = 1.64 < 3$$

$$\text{et } \frac{d}{h} = \frac{65.8}{11.1} = 5.92 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée, il y a lieu de considérer les forces de frottements.

F_{fr} : Force de frottement pour parois vertical.

Dans notre cas l'état de surface est très rugueux (ondulation, perpendiculaire au vent, nervure)

$$C_f = 0.04$$

La force de frottement sera donc :

➤ Pour la toiture :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.911 \times 0.04 \times (65.8 \times 12 \times \cos 5.14 \times 2) = 42.085 \text{ kN}$$

➤ Pour la paroi verticale :

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0.876 \times 0.04 \times (65.8 \times 11.1 \times 2) = 34.329 \text{ kN}$$

Donc la force de frottement total est : $F_{fr} = 76.414 \text{ kN}$

IV.3 Contreventements de toiture (poutre au vent) :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur trois appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adj Calcul de la poutre au vent en pignon :

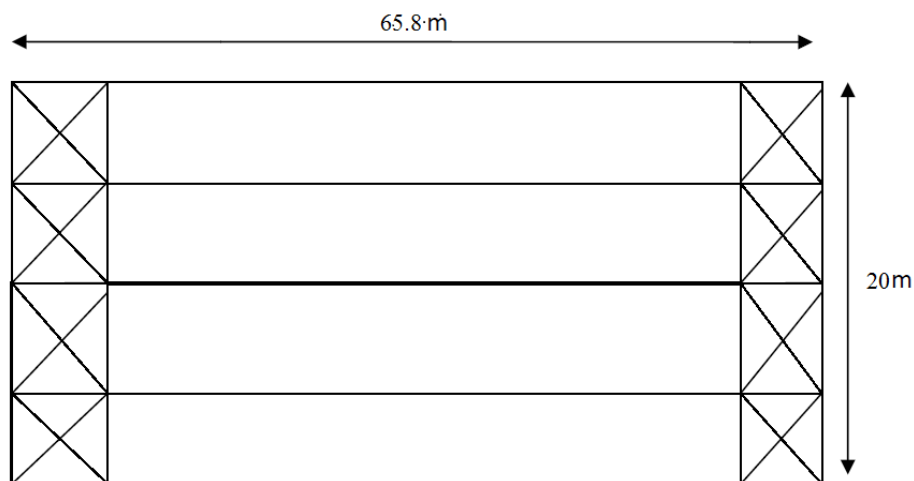


Figure IV.1. Vue en plan de la poutre au vent

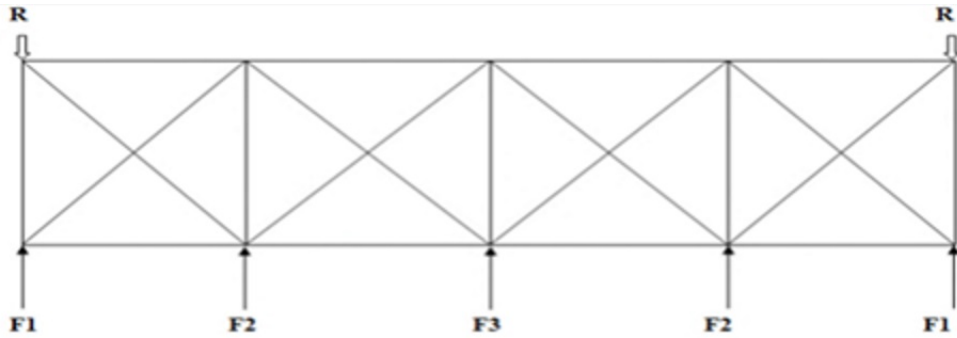


Figure IV.2. Schéma statique de la poutre au vent

IV.1.2 Evaluation des efforts horizontaux :

On a $F_{fr} = 76.414 \text{ KN}$ et $W_i = 1.577 \text{ KN/m}^2$

$$F_i = (W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}$$

Avec :

F_{fr} : force de frottement

$n = 5$: Nombre de nœuds au niveau de la toiture

Donc : $\frac{F_{fr}}{n} = \frac{76.414}{5} = 15.282 \text{ KN}$

Calcul de S_i :

$$S_i = h_i \times \frac{l_i}{2}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 Les valeurs de F_i

i	1	2	3
h_i (m)	10.8	11	12
l_i (m)	3.132	6.11	3.132
S_i (m ²)	16.913	33.605	18.792
W_i (KN/m ²)	1.336	1.336	1.336
$W_i.S_i$ (KN)	22.591	44.869	25.106
$\frac{F_{fr}}{n}$	15.282	15.282	15.282
F_i (KN)	37.873	60.178	40.388

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1+F_2)+F_3}{2} = \frac{2(37.873+60.178)+40.388}{2} = 118.245 \text{ KN}$$

IV.1.3 Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

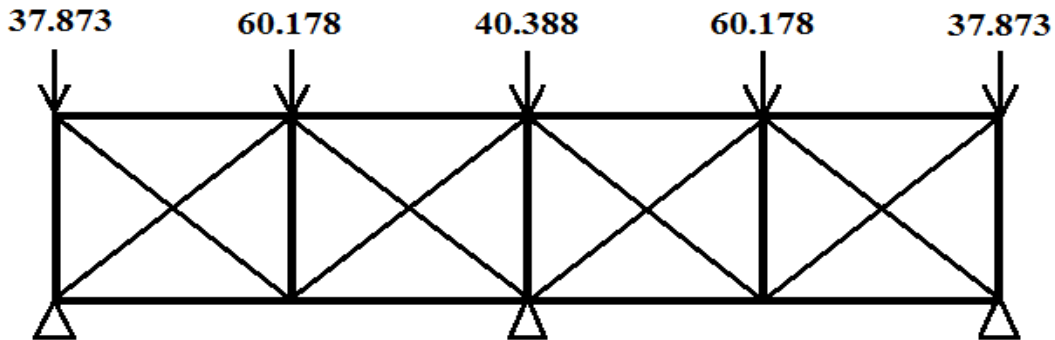
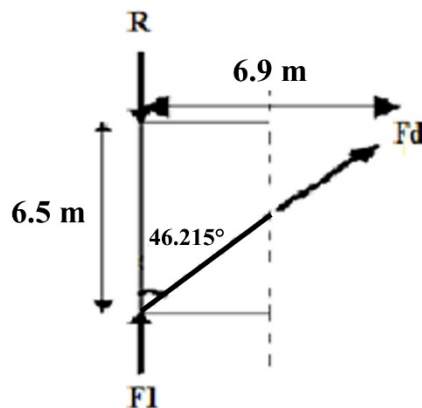


Figure IV.3. Schéma statique de la poutre au vent.

La diagonale la plus sollicitée en traction est celle proche de l'appui :



$$\tan \theta = \frac{6.9}{6.5} \rightarrow \theta = \arctg \frac{6.26}{6} = 46.215^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow R + F_1 + F_d \times \cos \theta = 0$$

$$D'où : F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{118.245 - 37.873}{\cos 46.215^\circ} = 116.152 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 1.5 \times F_d = 174.228 \text{ kN}$$

IV.1.3.1 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{174.228 \times 1.1}{23.5} = 8.15 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L70 × 70 × 7**

IV.1.3.2 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{Condition de résistance : } N_{Sd} = 174.228 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de **L 70 × 70 × 7** ($A = 9.40 \text{ cm}^2$), avec un boulon de 16mm.

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 9.40 - (0.7 \times 1.6) = 8.28 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 8.28 \times 36}{1.25} = 214.618 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{9.40 \times 23.5}{1.1} = 200.818 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 174.228 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 214.618 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la cornière **L 70 × 70 × 7** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

IV.1.4 Vérification des montants

Les montants ont sollicités à un effort de compression N_{sd} , et un effort de flexion dû au poids propre de la panne, soit à vérifier le profilé : (**IPE 160**) s'il convient comme panne intermédiaire et panne sablière.

IV.1.4.1 Evaluation des charges

D'après le chapitre 3 on a :

- La charge du vent : $W = -3.337 \text{ KN/m}$. (Voir chapitre III calcul des pannes)
- La charge de neige : $S_n = 0.634 \text{ KN/m}$.
- La charge d'exploitation : $P_n = 0.444 \text{ KN/m}$.
- La charge permanente : $G = 0.486 \text{ KN/m}$.

IV.1.5 Combinaison des charges (la plus défavorable)

- l'E.L.U

➤ suivant yy' :

$$1.35 G \sin \alpha + 1.5 P_n \sin \alpha = (1.35 \times 0.486 + 1.5 \times 0.444) \sin 5.54 = 0.129 \text{ KN/m.}$$

$$\rightarrow T_u = 0.129 \text{ KN/m}$$

➤ suivant zz' :

$$1.35 G \cos \alpha - 1.5 W_s = (1.35 \times 0.486 \times \cos 5.54^\circ) - (1.5 \times 3.337) = -4.377 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F_u = -4.337 \text{ KN/m}$$

• l'E.L.S

➤ suivant yy' :

$$G \sin \alpha + P_n \sin \alpha = (0.486 + 0.444) \sin 5.54^\circ = 0.089 \text{ N/m}$$

$$\rightarrow T_s = 0.089 \text{ KN/m}$$

➤ suivant zz' :

$$G \cos \alpha - W_s = 0.486 \times \cos 5.54^\circ - 3.337 = -2.145 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow F_s = -2.145 \text{ KN/m}$$

IV.1.6 Vérification de la flèche (ELS)

$$Q_F = F_s \quad Q_T = T_s$$

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_T \cdot l^4}{384 E I_y} = \frac{5 \times 89 \times 6^4}{384 \times 2100 \times 869} = 0.0009 \text{ m} = 0.09 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3$$

→ f_z est vérifiée.

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_F \cdot (l/2)^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 2145 \times (6/2)^4}{384 \times 2100 \times 68.3} = 0.015 \text{ m}$$

$$f_y = 1.5 \text{ cm} = f_{ad} = \frac{(600/2)}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

→ f_y est vérifiée.

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1.5)^2 + (0.09)^2} = 1.50 \text{ cm} < f_{ad} = 300 \text{ cm}$$

→ Donc la flèche est vérifiée.

IV.2 Pour la Panne intermédiaire

IV.2.1 Vérification à la résistance

➤ Détermination de la classe de profilé

$$\hat{A}me : \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 33\epsilon = 33 \quad \rightarrow \hat{A}me \text{ de classe 1}$$

$$Semelle : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10\epsilon = 10 \quad \rightarrow Semelle \text{ de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$ $\rightarrow \gamma_{M0} = 1$

Il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec:

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A} ; 0.5 \right)$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} ; N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} ; M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} ; M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.116 \text{ KN/m.}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.1 \times 23.5}{1} = 6.133 \text{ KN/m.}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{20.1 \times 23.5}{1.1} = 429.41 \text{ KN/m.}$$

IV.2.2 Flexion déviée (calcul des pannes)

$$G = 0.486 \text{ KN/m}$$

$$S_n = 0.634 \text{ KN/m}$$

➤ Compression

$$V = F_2 = 60.178 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de charges**

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5S_n$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35F_2$$

Donc : $q_{sd} = 1.35 \times 0.486 + 1.5 \times 0.634 = 1.607 \text{ KN/m}$

$$q_{z, sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.607 \times \cos 5.54^\circ = 1.599 \text{ KN/m}$$

$$M_{y, Sd} = \frac{q_{z, Sd} \times l^2}{8} = \frac{1.599 \times 6^2}{8} = 7.195 \text{ KN. m}$$

$$q_{y, sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 1.607 \times \sin 5.54^\circ = 0.155 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, Sd} = \frac{q_{y, Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.155 \times (6/2)^2}{8} = 0.174 \text{ KN. m}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 60.178 = 81.240 \text{ KN}$$

Caractéristiques géométriques de l’**IPE160** sont :

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	P	A	H	b	tf	tw	d	Iy	Iz	Wply	Wplz	iy	iz
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

IV.2.2.1 Incidence de l’effort normal

Si : $N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl, Rd} ; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}})$ → Il n’y a pas d’interaction entre le moment résistant et l’effort normal.

$$0.25 N_{pl, Rd} = 0.25 \times 42.941 = 110.735 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5 \times 7.964 \times \frac{23.5}{1.1} = 85.07 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 81.240 \text{ KN} < \min (85.07; 110.735) \text{ KN} = 85.07 \text{ KN}$$

→ L’incidence de l’effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{plz, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$\left[\frac{81.240}{429.41} \right] + \left[\frac{7.195}{29.116} \right] + \left[\frac{0.174}{6.133} \right] = 0.465 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

IV.2.2.2 Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl, Rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

IV.2.2.3 Vérification de l'élément aux instabilités

Combinaisons à l'ELU

$$q_u = G + 1.5W_s$$

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s$$

$$q_{uy, Sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_3$$

Avec :

$$G = 0.486 \text{ kN/m} \quad \text{« charge permanente »}$$

$$W = -3.337 \text{ kN /m} \quad \text{« vent de soulèvement »}$$

$$V = F_2 = 60.174 \text{ kN} \quad \text{« effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »}$$

➤ Charge de flexion :

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1.5W_s = 0.486 \cos 5.54^\circ - 1.5 \times 3.337 = -4.521 \text{ KN /m}$$

$$M_{y, Sd} = \frac{q_{z, Sd} \times l^2}{8} = \frac{4.521 \times 6^2}{8} = 20.344 \text{ KN. m}$$

$$q_{uy, Sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.486 \times \sin 5.54^\circ = 0.063 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, Sd} = \frac{q_{y, Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.063 \times (6/2)^2}{8} = 0.071 \text{ KN. m}$$

➤ Charge de compression

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_2 = 1.5 \times 60.174 = 90.261 \text{ KN}$$

IV.2.3 Vérification au flambement

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4.)}$$

Avec :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad K_{y,z} \leq 1.5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl,Rd} = 429.41 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 6.133 \text{ KN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction χ_{min}

Avec : $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$

a.1 Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad , \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.185$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{91.185}{93.9} = 0.971$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 0.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.971 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_y = 1.052 \quad \chi_y = 0.686$$

a.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad , \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{1.84} = 326.086$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{326.086}{93.9} = 3.472$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 0.2 \\ t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (b)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_z = 3.472 \end{array} \right. \rightarrow \chi_z = 0.085$$

$$X_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.34 ; 0.085) = 0.085$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.971 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{123.9 - 109}{109} \right) = -1.22 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{1.22 \times 9026.1}{0.34 \times 2010 \times 23.5} = 0.99 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_z = 3.065 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{26.1 - 16.7}{16.7} \right) = -3.728 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_z = 1 - \frac{3.728 \times 9026.1}{0.085 \times 2010 \times 23.5} = 1.2 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

La vérification :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot (A \cdot f_y / \gamma_{M1})} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{90.126}{0.085 \times 492.4} + \frac{0.99 \times 20.344}{29.116} + \frac{1.2 \times 0.071}{6.133} = 2.85 \geq 1$$

Donc : **IPE 160** ne convient pas comme panne intermédiaire.

On va vérifier avec **IPE180**.

IV.2.3.1 Vérification a la résistance

Il faut vérifier que :

$$\left[\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

Avec :

$$N_{Sd} = 1.5V = 1.5F_3 = 1.5 \times 60.127 = 90.19 \text{ KN}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{4.521 \times 6^2}{8} = 20.344 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_{y,Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0.063 \times (6/2)^2}{8} = 0.071 \text{ KN.m}$$

Caractéristiques géométriques de l'**IPE 180** sont :

Profil	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 _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	5.3	146	1317	101	166.4	34.6	7.2	2.05

Détermination de la classe de profilé

$$\hat{A}me : \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 33\epsilon = 33$$

→ Âme de classe 1

$$Semelle : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{91/2}{8} = 5.68 \leq 10\epsilon = 10$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1

→ $\gamma_{M1} = 1.1$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.66 \times 23.5}{1.1} = 35.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.34 \times 23.5}{1.1} = 33.016 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{23.9 \times 23.5}{1.1} = 510.59 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{90.19}{510.59} \right] + \left[\frac{20.344}{35.549} \right] + \left[\frac{0.071}{33.016} \right] = 0.75 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

a) Vérification au flambement :

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \quad \text{EC03. (5.52.Art.5.5.4.)}$$

Avec :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{Mais } K_{y,z} \leq 1.5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{Mais } \mu_{y,z} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y,z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a:

$$N_{pl,Rd} = 510.59 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = 35.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 33.016 \text{ KN.m}$$

IV.2.3.2 Calcul de coefficient de réduction χ_{min}

Avec : $\chi_{min} = \min (\chi_y ; \chi_z)$

a.1-Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{et } \varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right], \quad \alpha_y = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{7.2} = 83.33$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{83.33}{93.9} = 0.887$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 > 0.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement y - y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_y = 0.887 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_y = 0.965 \quad \chi_y = 0.789$$

• a.2 Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad , \quad \alpha_z = 0.34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{2.05} = 292.68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{148.14}{93.9} = 3.116$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.978 > 0.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

Axe de flambement z - z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La courbe (a)} \\ \bar{\lambda}_z = 3.116 \end{array} \right. \rightarrow \varphi_z = 5.850 \quad \chi_z = 0.124$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = (0.789 ; 0.124) = 0.124$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y,z} - W_{el,y,z}}{W_{el,y,z}} \right) \quad ; \quad K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y}$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$$\beta_{M,y} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.887 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{166.4 - 146}{146} \right) = -1.102 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_y = 1 - \frac{1.102 \times 90.19}{0.124 \times 2390 \times 23.5} = 0.65 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_z = 3.166 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{166.4 - 146}{146} \right) = -4.292 < 0.90 \quad \text{OK}$$

$$K_z = 1 - \frac{4.292 \times 90.19}{0.124 \times 2390 \times 23.5} = 0.84 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

IV.2.3.3 La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{90.19}{0.124 \times 510.59} + \frac{0.085 \times 20.344}{35.549} + \frac{0.044 \times 0.071}{33.016} = 0.564 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

Donc : **IPE180** convient comme panne intermédiaire.

IV.3 Pour la Panne Sablière

IV.3.1 Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance)

$$\text{Il faut vérifier que : } \left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1$$

$$N_{sd} = R_A = 118.245 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{118.245}{510.59} \right] + \left[\frac{20.344}{35.549} \right] + \left[\frac{0.071}{33.016} \right] = 0.805 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

IV.3.2 Vérification Au flambement

$$N_{sd} = R_A = 118.245 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{118.245}{0.124 \times 510.59} + \frac{0.085 \times 20.344}{35.549} + \frac{0.044 \times 0.071}{33.016} = 0.648 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

Donc **IPE180** convient comme panne sablière.

IV.3.3 Calcul de Palée de Stabilité Verticale

$$\text{On a: } H_1 = q_j \times b / 2.H + F_{fr} / 2 = (1.336 \times 6 / 2 \times 10.8) + (76.414 / 2) = 81.493 \text{ KN}$$

$$\rightarrow H_1 = 81.493 \text{ KN}$$

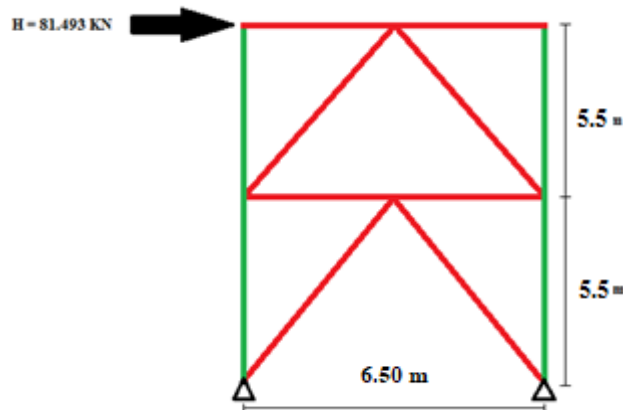


Figure IV.4. Schéma de stabilité verticale

IV.3.3.1 Calcul de diagonale D1

$$\operatorname{tg} \alpha = 5.5/6 = 0.9 \Rightarrow \alpha = 41.98^\circ$$

$$D_1 = \sqrt{5.5^2 + 6^2} = 8.07 \text{ m}$$

IV.3.3.2 Section des diagonales

Il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{N_{Sd}}{f_y} \cdot \gamma_{M0}$$

$$N_{Sd} = \frac{H_1}{\cos \alpha} = \frac{81.493}{\cos 41.98^\circ} = 109.625 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad N_{Sd} = 109.625 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{109.625}{23.5} \cdot 1 = 466.4 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A \geq 4.664 \text{ cm}^2$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos $\perp\!\!\!\perp$ 60×60×6 de $A = 6.88 \text{ cm}^2$

IV.3.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

$$N_{Sd} = 109.625 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd})$$

$$\text{avec : } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{et : } \gamma_{M0} = 1 \quad \rightarrow \quad N_{pl,Rd} = \frac{6.88 \times 23.5}{1} = 161.68 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $f_u = 36 \text{ daN/mm}^2$ $\gamma_{M2} = 1.25$

On opte pour une cornière isolée de **L 60 x 60 x 6** avec un boulon de 22 mm.

Section nette : $A_{\text{net}} = 6.88 - (0.6 \times 2.2) = 5.56 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 5.56 \times 36}{1.25} = 144.11 \text{ KN}$$

$$N_{\text{net}} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5.56 \times 23.5}{1} = 130.66 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = \min(161.68 \text{ KN} ; 144.11 \text{ KN} ; 130.66 \text{ KN}) \rightarrow N_{Rd} = \mathbf{130.66 \text{ KN}}$$

$$N_{Sd} = 109.625 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 130.66 \text{ KN} \quad \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

Donc la cornière \perp **60×60×6** convient comme diagonale D₁.

IV.4 Conclusion

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions de la nature notamment les actions dues au vent, dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ductile qu'on étudiera dans le chapitre suivant.

Chapitre V:

Etude des portiques

V.1 Introduction

Les portiques sont les éléments principaux pour une structure métallique, ils supportent les différents efforts agissants sur la structure qui sont de nature permanente, variable ou accidentelle.

L'étude de présent hangar de stockage est faite par le logiciel de calcul RSA (Robot 2019). Charges agissantes sur le portique le plus sollicité :

V.2 Charges permanentes :

Se sont les charges constantes suivantes :

- Poids propre du portique
- Poids de couverture et ses éléments secondaires représentés comme des charges linéaires uniformément répartis sur les traverses et d'autres charges concentriques sur les poteaux
- Poids des pannes, couverture et accessoires de pose
- Poids des lisses de bardage, de bardage, poutres de pont roulant, sablière....etc. agissants sur les poteaux de rive.
- Poids des poutres de chemin de roulement,...etc.

V.3 Charges variables :

- Charges climatiques (vent et neige).
- Charges d'exploitation.

V.4 Etude et dimensionnement des portiques :

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les divers actions : charge permanentes, charges d'exploitation, neige, vent. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profilés adéquates.

V.4.1 Modélisation du portique sur Robot :

La modélisation parfaite d'une structure se manifeste par le dessin correct des profilés constituant la structure, la figure ci-dessous présente une modélisation sur Robot Structural du portique à dimensionner.

L'analyse de la structure par le programme AutoDesk RSA (Robot Structural Analysis) passe généralement par les étapes suivantes :

Définition des données de la structure :

- La langue et les unités de mesures utilisées.

- Les normes de calculs structurels : statique, non linéaire ou dynamiques.
- Les Paramètres de calcul numérique d'éléments finis.
- Les matériaux et sections, types de charges et charges.
- La géométrie de la structure en barres, poteaux et poutres.
- Les cas de charges et les charges appliquées.

Lancement de l'analyse numérique et contrôle des efforts et des déplacements de la structure. Dimensionnement des barres en combinaisons ELU et vérification de la flèche en ELS ou l'inverse.

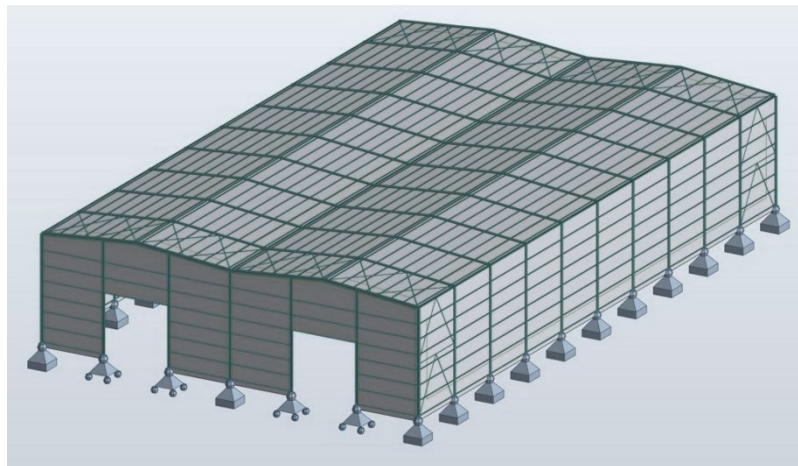


Figure V.1. Modèle de la structure sur RSA.

V.5 Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :

Dimensionnements des poteaux en HEA 280, Choix 2 : Ratio 0.86 : avec : ($\lambda_y=91.09$ et $\lambda_z=154.34$) $< \lambda_{z,max}=210$, pour l'élancement maximal (une limite fixée par la méthode Robot).

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	
Famille : 1 Poteaux						
17 Poteau_17	HEA 260	Steel	98.42	166.17	1.26	
	HEA 280		91.09	154.34	0.86	
	HEA 300		84.77	144.23	0.56	
Famille : 2 Potelets						
42 Poteau_42	HEA 220	Steel	130.87	217.72	0.23	
	HEA 240		119.39	199.91	0.17	
	HEA 260		109.35	184.63	0.13	

Les traverses IPE 500, Choix 2 : Ratio 0.88 : avec ($\lambda_y=80.56$ et $\lambda_z=132.73$) $< \lambda_{z,max}=210$.

Ainsi, les résultats (de la note de calcul) du programme d'analyse de structures Autodesk RSA.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

FAMILLE: 1 Poteaux

PIECE: 17 Poteau_17

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 11.10 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 70 Vent Arr./Av. dép.(-) Portique 9 de rive

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 280**

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=81.58 cm ²	Az=31.74 cm ²	Ax=97.26 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=13673.30 cm ⁴	Iz=4762.64 cm ⁴	Ix=62.37 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1112.22 cm ³	Wplz=518.13 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -94.13 kN	My,Ed = -242.08 kN*m	Mz,Ed = 0.57 kN*m	Vy,Ed = -1.37 kN
Nt,Rd = 2285.61 kN	My,pl,Rd = 261.37 kN*m	Mz,pl,Rd = 121.76 kN*m	Vy,T,Rd = 1085.54 kN
	My,c,Rd = 261.37 kN*m	Mz,c,Rd = 121.76 kN*m	Vz,Ed = -48.15 kN
	MN,y,Rd = 261.37 kN*m	MN,z,Rd = 121.76 kN*m	Vz,T,Rd = 425.56 kN
			Tt,Ed = -0.31 kN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE: 3 Traverses

PIECE: 26 Poutre_26

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.98 L = 10.04 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 70 Vent Arr./Av. dép.(-) Portique 9 de rive

MATERIAU:

Steel (S235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

$h=50.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0 \text{ cm}$	$A_y=72.07 \text{ cm}^2$	$A_z=59.87 \text{ cm}^2$	$A_x=115.52 \text{ cm}^2$
$tw=1.0 \text{ cm}$	$I_y=48198.50 \text{ cm}^4$	$I_z=2141.69 \text{ cm}^4$	$I_x=89.66 \text{ cm}^4$
$tf=1.6 \text{ cm}$	$W_{ply}=2194.12 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=335.88 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -57.02 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -262.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.42 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 2714.72 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 515.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 78.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 973.58 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 515.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 78.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -1.99 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 515.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{,z,Rd} = 78.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 810.10 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 296.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$Tt,Ed = 0.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 419.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.55$
$L_{cr,low}=12.43 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.11$	$fi,LT = 1.25$	$XLT,mod = 0.57$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 3 PANNES

PIECE: 634 PANNES_634

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.58$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 80

$h=8.0$ cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=4.6$ cm	$A_y=5.38$ cm ²	$A_z=3.57$ cm ²	$A_x=7.64$ cm ²
$t_w=0.4$ cm	$I_y=80.14$ cm ⁴	$I_z=8.49$ cm ⁴	$I_x=0.70$ cm ⁴
$t_f=0.5$ cm	$W_{ply}=23.22$ cm ³	$W_{plz}=5.82$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$\begin{aligned}
 M_{y,Ed} &= -173.81 \text{ kG}\cdot\text{m} & M_{z,Ed} &= -20.86 \text{ kG}\cdot\text{m} & V_{y,Ed} &= 8.34 \text{ kG} \\
 M_{y,pl,Rd} &= 556.43 \text{ kG}\cdot\text{m} & M_{z,pl,Rd} &= 139.47 \text{ kG}\cdot\text{m} & V_{y,c,Rd} &= 7436.72 \text{ kG} \\
 M_{y,c,Rd} &= 556.43 \text{ kG}\cdot\text{m} & M_{z,c,Rd} &= 139.47 \text{ kG}\cdot\text{m} & V_{z,Ed} &= -69.52 \text{ kG}
 \end{aligned}$$

$V_{z,c,Rd} = 4944.16 \text{ kG}$

$M_{b,Rd} = 353.34 \text{ kG}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 512.07 \text{ kG}\cdot\text{m}$

Courbe,LT -

$X_{LT} = 0.61$

$L_{cr,low} = 5.00 \text{ m}$

$\lambda_{m,LT} = 1.04$

$f_{i,LT} = 1.15$

$X_{LT,mod} = 0.64$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

$M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.25 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.3.(4)) \text{ Profil correct !!!}$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 4 CONTREVENTEMENT

PIECE: 30 STABILITE_30

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L = 6.40 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1.35G+1.5V1 1*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 60x6

$h=6.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=13.0 \text{ cm}$	$A_y=7.20 \text{ cm}^2$	$A_z=6.48 \text{ cm}^2$	$A_x=13.82 \text{ cm}^2$
$t_w=0.6 \text{ cm}$	$I_y=45.58 \text{ cm}^4$	$I_z=111.86 \text{ cm}^4$	$I_x=1.64 \text{ cm}^4$
$t_f=0.6 \text{ cm}$	$W_{ply}=19.65 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=30.27 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -58.60 \text{ kG}$

$N_{t,Rd} = 33117.32 \text{ kG}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$

Profil correct!!!

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 5 POUTRES AU VENT						
669 Poutre_669	CAE 20x3	ACIER E24	944.06	944.06	0.09	28 G+Q+1.50EY
	CAE 25x3		741.51	741.51	0.07	

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 5 POUTRES AU VENT

PIECE: 669 Poutre_669

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 28 G+Q+1.50EY (1+2)*1.00+12*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 20x3

h=2.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=2.0 cm

Ay=0.60 cm²

Az=0.60 cm²

Ax=1.13 cm²

tw=0.3 cm

Iy=0.39 cm⁴

Iz=0.39 cm⁴

Ix=0.03 cm⁴

tf=0.3 cm

Wely=0.28 cm³

Welz=0.28 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = 242.12 \text{ kG}$

$Nc,Rd = 2707.86 \text{ kG}$

$Nb,Rd = 2707.86 \text{ kG}$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

Profil correct !!!

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 6 SABILIER						
1 6 SABILIER	☒ IPE 270	ACIER E24	26.73	99.24	1.20	1.35G+0.9(1.5Q+1.5V1+1.5S)
	☑ IPE 300		24.07	89.56	0.91	
	☑ IPE 330		21.88	84.56	0.73	

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 6 SABILIER

PIECE: 1 6 SABILIER

POINT: 5

COORDONNEE: x = 0.38 L = 2.27 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $17 \cdot 1.35G + 0.9(1.5Q + 1.5V1 + 1.5S) \cdot (1+2+4+3) \cdot 1.35$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

$h=30.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0 \text{ cm}$	$A_y=36.16 \text{ cm}^2$	$A_z=25.68 \text{ cm}^2$	$A_x=53.81 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=8356.11 \text{ cm}^4$	$I_z=603.78 \text{ cm}^4$	$I_x=20.21 \text{ cm}^4$
$t_f=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=628.36 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=125.22 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4005.92 \text{ kG}$	$M_{y,Ed} = -305.15 \text{ kG}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -788.61 \text{ kG}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -128.61 \text{ kG}$
$N_{c,Rd} = 128946.68 \text{ kG}$	$M_{y,Ed,max} = -3688.77 \text{ kG}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 1634.27 \text{ kG}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 50022.83 \text{ kG}$		
$N_{b,Rd} = 128946.68 \text{ kG}$	$M_{y,c,Rd} = 15057.60 \text{ kG}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 3000.69 \text{ kG}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -1522.19 \text{ kG}$
	$M_{N,y,Rd} = 15057.60 \text{ kG}\cdot\text{m}$		$M_{N,z,Rd} = 3000.69 \text{ kG}\cdot\text{m}$
	$V_{z,T,Rd} = 35526.32 \text{ kG}$		
	$M_{b,Rd} = 10907.63 \text{ kG}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.06 \text{ kG}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 20095.22 \text{ kG}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.70$
$L_{cr,low} = 3.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.87$	$f_{i,LT} = 0.97$	$X_{LT,mod} = 0.72$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :***Contrôle de la résistance de la section :***

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!

Chapitre VI

Etude des assemblages

VI.1 Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique ,une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction , Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

VI.2 Fonctionnement des Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) le rivetage :

Ce méthode d'assemblage a été le premier mis en oeuvre de manière généralisée par ma construction métallique, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnée

b) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en oeuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée , une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance .

On distingue deux types de boulons qui se différencient caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

- les boulons ordinaires.
- les boulons à haute résistance.

Boulons Classe de qualité FYB [N/mm²] Fub [N/mm²]

Tableau VI. 1. Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.

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

c) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler .

d) Le coulage :

C'est le type d'assemblage le moins utilisé dans la charpente métallique.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer. Parmi les assemblage:

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- **Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 -Eurocode3)**

$$Y_{Mb} \begin{cases} 1.25 \text{ Boulon sollicité en cisaillement} \\ 1.5 \text{ Boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

- **Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0.50$ pour les surfaces de la classe A.
- $\mu = 0.40$ pour les surfaces de la classe B.
- $\mu = 0.30$ pour les surfaces de la classe C.

- $\mu = 0.20$ pour les surfaces de la classe D.

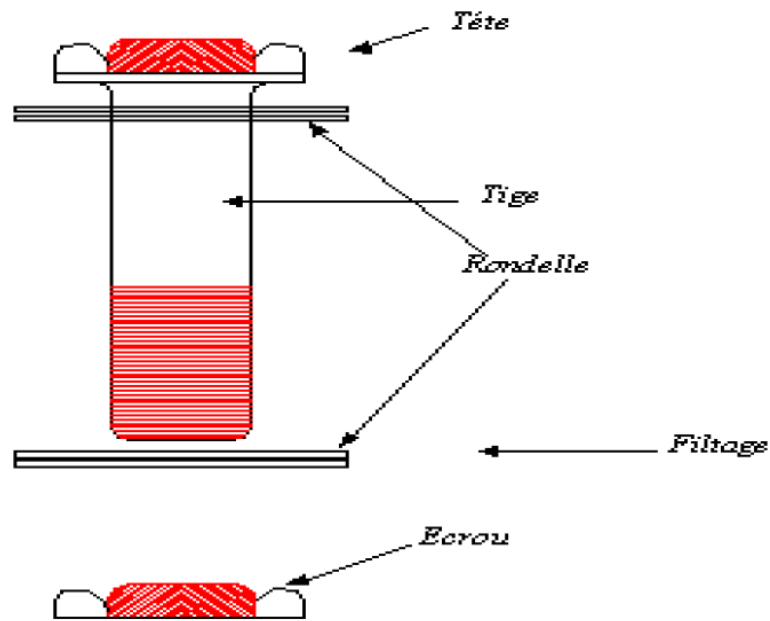


Figure VI.1. Les composants d'un boulon.

VI.3 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettront en outre les divers moments.

VI.4 Assemblages de palée de stabilité

- Calcul de l'attache de la diagonale (1) $\angle L$ 60 x 60 x 6 avec le poteau

Disposition des boulons 6

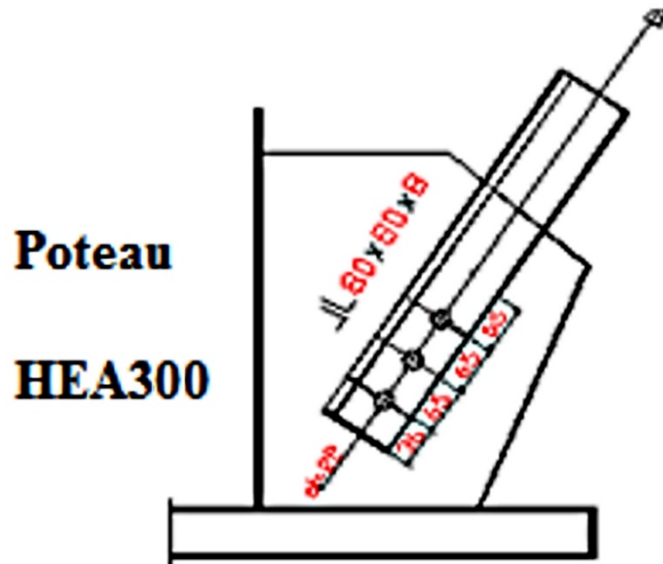


Figure VI.2. L'attache de diagonale.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 26.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_1 = 36 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 48.4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } p_1 = 65 \text{ mm} \quad ; \text{ Avec : } d_0 = d+2 = 22 \text{ mm (tableau 6.1 EC 3)} \\ e_2 \geq 1.5d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_2 = 38 \text{ mm} \end{cases}$$

Tableau VI-1. Principales caractéristiques géométrique.

Désignation	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)
M20	20	22	314	245

d : diamètre de la partie non filetée de la vis.

d₀ : diamètre nominal du trou.

A : section nominale du boulon.

A_s : section résistante de la partie filetée.

On a : N_{Sd} = 109.625 KN

Pour un boulon $N_{Sd.1} = \frac{N_{Sd}}{3 \times 2} = 18.271 \text{ KN}$

Les diagonales sont attachées par des boulons $\phi = 20 \text{ mm}$ de classe 10.9 $\rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$

- Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement

On a : m = 2 et n = 3 et A_s = 245 mm²

Avec :

m : nombre de plan de cisaillement = 2.

n : est le nombre de boulons pris arbitrairement = 3.

Il faut vérifier que :

$$F_{V,Rd} \geq N_{Sd,1}$$

Avec : $F_{V,Rd} = 0.6 \cdot m \cdot n \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times 2 \times 3 \times 100 \times \frac{245}{1,25} = 70.524 \text{ KN}$$

D'où : $F_{V,Rd} = 70.524 \text{ KN} \geq N_{Sd,1} = 18.271 \text{ KN}$ vérifiée

• Résistance de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

$$F_1 \leq F_B$$

Avec : $F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$; Profilés : L (60×60×6), t = 6 mm.

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min \left[\frac{36}{66}; \frac{65}{66} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1 \right] = \min[0.54; 0.73; 2.7; 1] = 0.54$$

$$F_B = 2.5 \times 0.54 \times 36 \times 20 \times \frac{6}{1.25} = 46.656 \text{ KN}$$

Pour un boulon : $F_1 = \frac{N_{Sd}}{3 \cdot m} = 18.271 \text{ KN} < F_B = 46.656 \text{ KN}$ **vérifiée.**

Y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VI.4.1 Vérification de gousset à la traction

Il faut vérifier que :

$$F_u \leq N_{u,Rd}$$

Avec : $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot \frac{A_{net}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \times 360 \times \frac{2.88}{1.25} = 74.649 \text{ KN}$

Avec : $A_{net} = t(b - d_0) = 6(60 - 22) = 228 \text{ mm}^2$

Pour un boulon : $F_u = \frac{N_{Sd}}{3} = \frac{109.625}{3} = 36.541 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 74.649 \text{ KN}$ **vérifiée.**

Donc : la diagonale **∟ 60×60×6** est attacher par des boulons **Ø = 20 mm** de classe **10.9**

Avec gousset d'épaisseur **t = 6 mm.**

VI.5 Assemblage poteau-sablière

VI.5.1 Cisaillement des boulons attachant la poutre

La sollicitation à l'effort tranchant agissant sur une section de ces boulons est égale à la somme vectorielle des deux efforts tranchants suivant (il y a 4 boulons) :

$$V_{sd} = \frac{G \times L}{2} = \frac{36.3 \times 5}{2} = 90.75 \text{ daN}$$

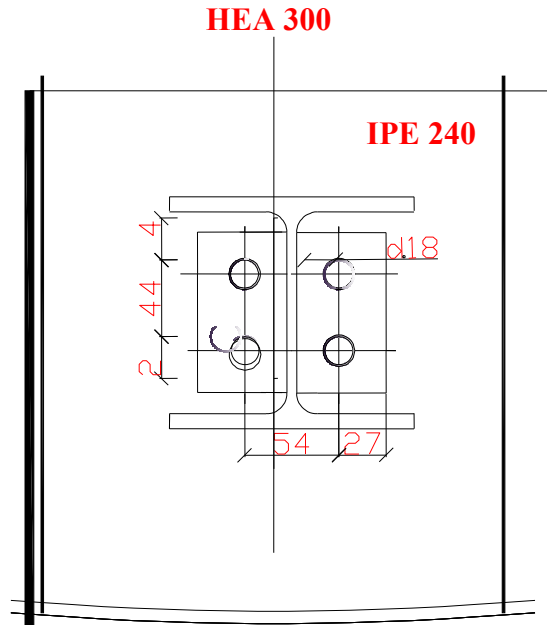


Figure VI.3. Assemblage poteau – sablière

$$F_{v.sd}^1 = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{90.75}{4} = 22.687 \text{ daN}$$

$$F_{v.sd}^2 = \left(\frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times e = \left(\frac{90.75/2}{65} \right) \times 36 = 25.130 \text{ daN}$$

Avec : $e = 36 \text{ mm}$ et $P_1 = 65 \text{ mm}$

Soit la résultante :

$$F_{v.sd} = \sqrt{(F_{v.sd}^1)^2 + (F_{v.sd}^2)^2} = \sqrt{(22.687)^2 + (25.130)^2} = 33.855 \text{ daN}$$

La sollicitation de traction agissant sur un boulon d'assemblage d'âme de la poutre résulte de l'excentricité a_3 , dans le cas particulier de cette configuration. On peut raisonnablement calculer cet effort en supposant que le bras de levier de la force de traction secondaire est égal à l'entraxe vertical des boulons P_1 . En d'autres termes. Le centre instantané de rotation se trouve au niveau du boulons inférieur de la liaison cornière-âme de poutre, et on a :

$$F_{t.sd} = \left(\frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times a_3 = \left(\frac{90.75/2}{65} \right) \times 25.25 = 16.928 \text{ daN} \quad \text{avec : } a_3 = 24.25 \text{ mm}$$

Vérification d'un boulon sollicité par des efforts combinés de cisaillement et de traction

Conduit à s'assurer que :

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec : pour un boulon M20 de classe 8.8

$$F_{v.Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 80 \times 245}{1.25} = 9408 \text{ daN}$$

Nb : A = AS si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.

Et : $A_s = 245 \text{ mm}$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 245}{1.5} = 11760 \text{ daN}$$

Finalement :

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4 \times F_{t.Rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{33.855}{9408} + \frac{16.928}{1.4 \times 11760} = 0.00462 < 1$$

VI.5.2 Pression Diamétrale

On vérifie la pression diamétrale dans l'âme de la poutre. Celle-ci est déterminante car c'est l'épaisseur la plus faible par rapport aux deux épaisseurs des cornières. La résistance de calcul à la pression diamétrales est donnée par :

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Relation dans laquelle :

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{P_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = (0.54 ; 0.73 ; 2.22 ; 1) = 0.54$$

On a : $e_1 = 36 \text{ mm}$; $t = 4.7 \text{ mm}$ (épaisseur de l'âme d'un IPE140) Donc :

$$F_{b.Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}} = 2.5 \times 0.54 \times 36 \times 12.9 \times \frac{4.7}{1.25} = 2357.294 \text{ daN}$$

Ce qui permet de vérifier que la pression diamétrale pour un boulon est satisfaite :

$$F_{v.sd} = 33.855 \text{ daN} \leq F_{b.Rd} = 2357.294 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

VI.6 Assemblage panne traverse

VI.6.1 Vérification des boulons au cisaillement+traction

Les boulons soumis à un effort de traction +cisaillement, et doivent satisfaire aux conditions suivant :

a) Boulon(1)

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 6.195 \text{ daN} \\ F_{t,sd} = R_z = 1118.96 \text{ daN} \end{cases}$$

(Voire chapitre (III) calcul de l'échantignolle).

Soit un boulon ordinaire M16 de classe 6.8 $\rightarrow f_{ub} = 60 \text{ daN/mm}^2$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 60 \times 157}{1.25} = 4521.6 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F_{V,Rd} = 4521.6 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 60 \times 157}{1.5} = 5652 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F_{t,Rd} = 5652 \text{ daN}$$

$$\text{Finalement : } \frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{6.195}{4521,6} + \frac{1118.96}{1.4 \times 5652} = 0,146 < 1$$

b) Boulon(2)

$\phi = 8\text{mm} \Rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$ De classe 8.8 $\rightarrow f_{ub} = 80 \text{ daN/mm}^2$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{avec:} \begin{cases} F_{V,sd} = R_y = 6.195 \text{ daN} \\ F_{t,sd} = R_z = 1118.96 \text{ daN} \end{cases}$$

$$F_{V,Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 80 \times 157}{1.25} = 6028.80 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F_{V,Rd} = 6028.80 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 80 \times 157}{1.5} = 7536 \text{ daN} \Rightarrow F_{t,Rd} = 7536 \text{ daN}$$

$$\text{Finalement : } \frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{6.195}{6028,80} + \frac{1118.96}{1.4 \times 7536} = 0,107 < 1$$

VI.7 ASSEMBLAGE POTEAU-traverse

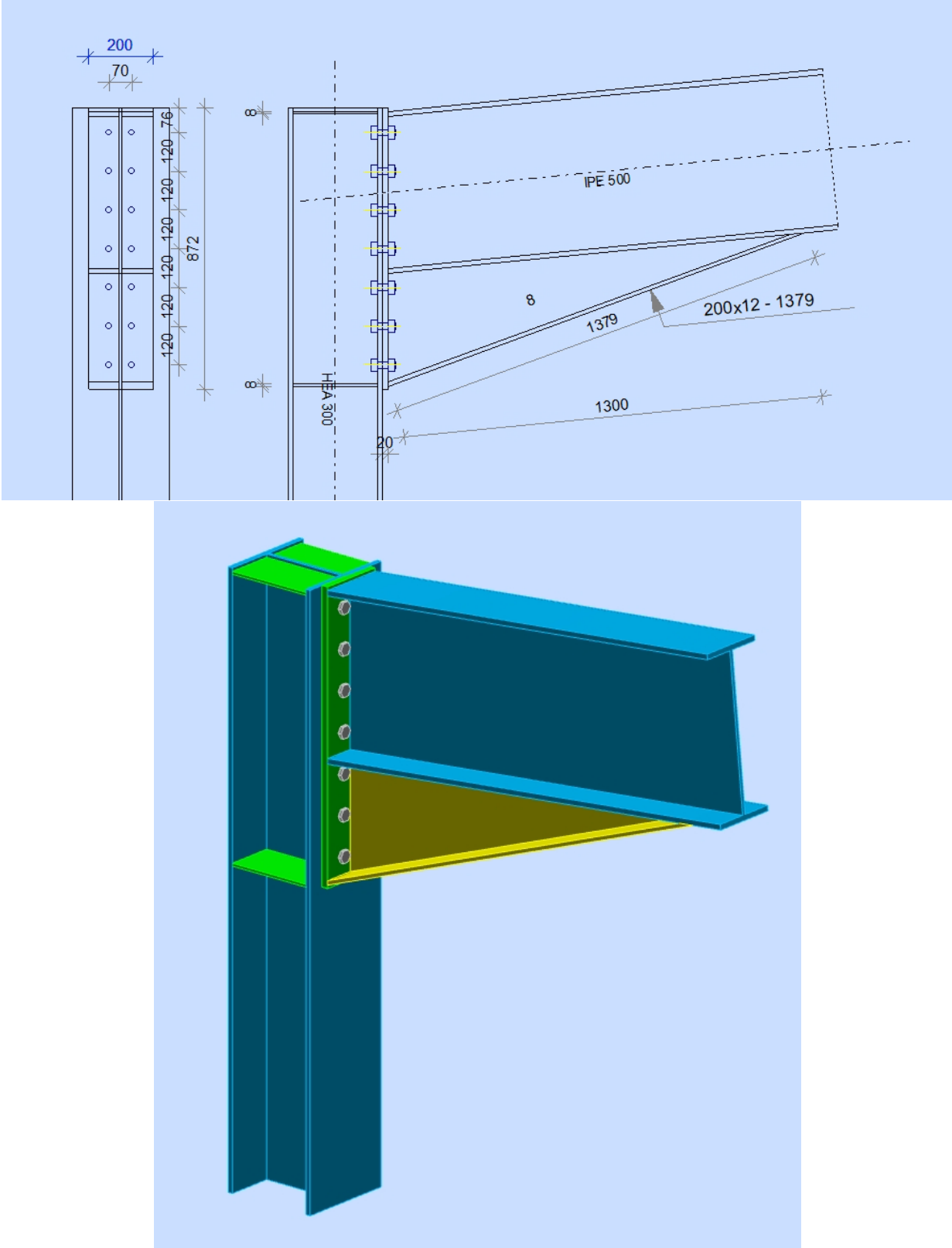


Figure VII.4. Assemblage Poteau – Traverse.

VI.7.1 Disposition des boulons

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 = 31.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } e_1 = 75 \text{ mm} \\ p_1 \geq 2.2d_0 = 57.2 \text{ mm} \quad (*) \\ e_2 \geq 1.5d_0 = 39 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } e_2 = 100 \text{ mm} \\ p_2 \geq 3d_0 = 78 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit : } p_2 = 110 \text{ mm} \end{cases}$$

(*): $d_0 = 26 \text{ mm}$ (tableau 6.1 Euro-code 3)

L'assemblage est sollicité par un moment M dû à la combinaison (1.35 (G+Q+N)) et un effort tranchant V .

$$\text{On a : } \begin{cases} M = 336.71 \text{ KN.m} \\ V = 60.174 \text{ KN} \end{cases}$$

L'assemblage se fait par une platine : $1020 \times 200 \times 20$, et des boulons $\text{HR}\emptyset = 24 \text{ mm}$, de classe 8.8

$$\Rightarrow f_{ub} = 100 \text{ daN/mm}^2. (A_s = 353 \text{ mm}^2; F_p = 24710 \text{ daN}; d_0 = 26 \text{ mm}).$$

FP : force de précontrainte dans les boulons.

n : nombre de boulon par rangé ($n = 2$).

$$FP = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{KN par boulon... (Euro-code 3 chap. 6.5.8.3)}$$

$$FP = 247.10 \text{ KN}$$

$$\text{Soit : } FP = n \cdot FP = 2 \times 247.10 = 494.2 \text{ KN par rangée.}$$

VI.8.2.Determination des Efforts dans les Boulons

$$N_i = \frac{M_i \cdot d_i}{\sum d_i^2} \quad n = 2$$

$$d_1 = 720 \text{ mm} \Rightarrow N_1 = 185.06 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_2 = 600 \text{ mm} \Rightarrow N_2 = 154.21 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_3 = 480 \text{ mm} \Rightarrow N_3 = 123.37 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_4 = 360 \text{ mm} \Rightarrow N_4 = 92.531 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_5 = 240 \text{ mm} \Rightarrow N_5 = 64.204 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

$$d_6 = 120 \text{ mm} \Rightarrow N_6 = 61.687 \text{ KN} < n \cdot F_p = 494.20 \text{ KN}$$

VI.8.3. Résistance au glissement

$$F_s = \frac{F_p \times 0.4}{1.25} = \frac{247.10 \times 0.4}{1.25} = 79.072 \text{ KN}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$\sum d_i^2 = 1.310 \text{ m}^2.$$

$$M_R = \frac{494.2 \times 1.310}{0.72} = 899.169 \text{ KN.m}$$

Et on a : $M_{Sd} = 336.71 \text{ KN.m} < M_R = 899.169 \text{ KN.m}$

VI.7.2 Résistance sous l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $V_1 \leq F_S$ $n = 14$

On a : $V_1 = \frac{V}{14} = 4.298 \text{ KN} < F_S = 79.072 \text{ KN}$ OK

VI.8.5. Résistance de l'âme de poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \cdot t_{wc} \cdot \frac{B_{eff}}{\gamma_{M0}} = 194.4090 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{(h_{poteau} - t_{f.poteau})} = 31.217 \text{ KN} < F_t = 194.409 \text{ KN}$$

⇒ Il faut un raidisseur d'épaisseur (t), avec : $t = 24 \text{ mm}$

⇒ $F_t = 194.409 \text{ KN} > F_v = 31.217 \text{ KN}$ OK

Pour les autres assemblages, on a utilisé le logiciel Robot pour exécuter les différentes vérifications nécessaires

VI.8 ASSEMBLAGE TRAVERSE -TRAVERSE

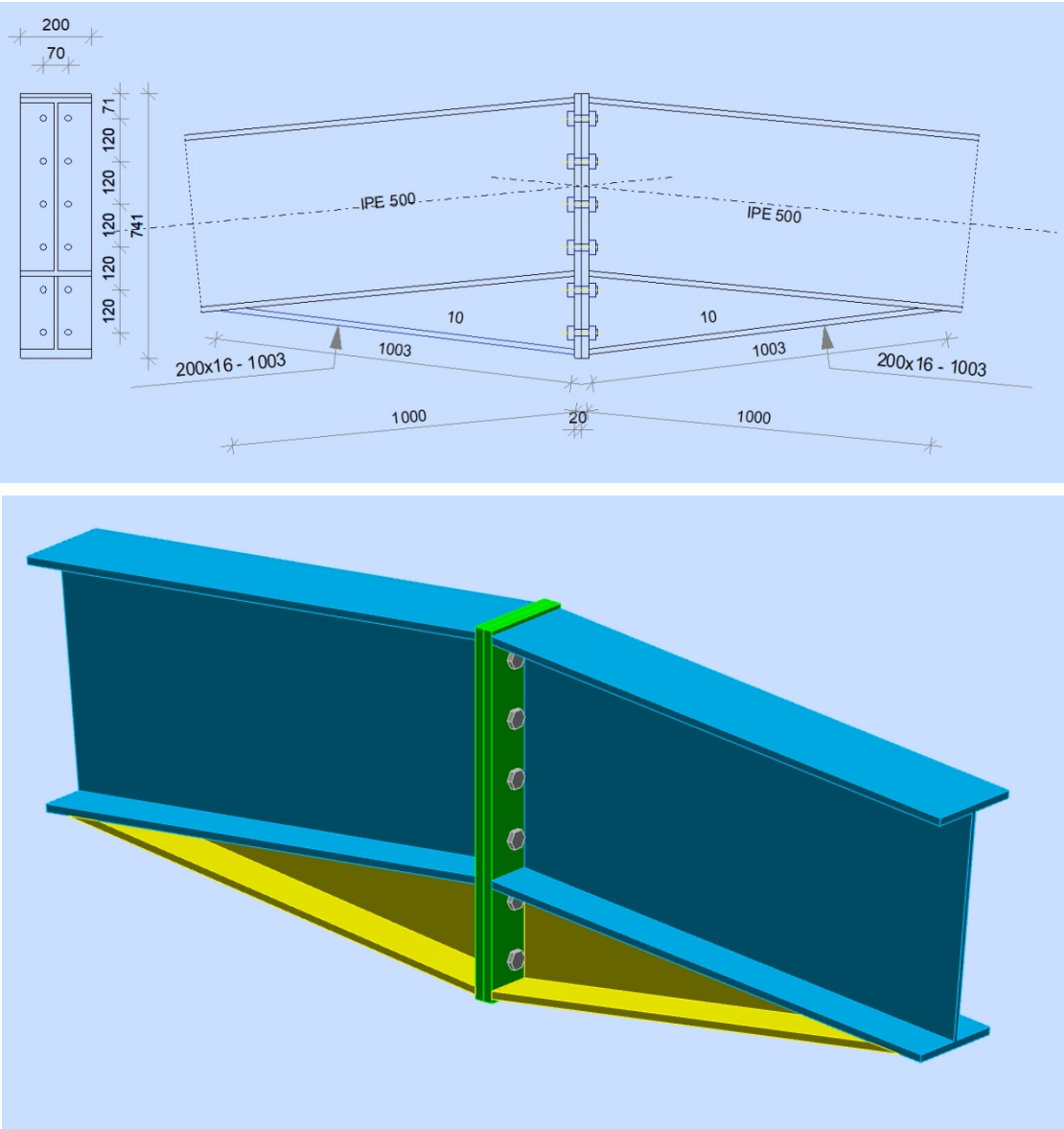


Figure VI.5. Assemblage Traverse-Traverse.

VI.9 Platine de pied de poteau

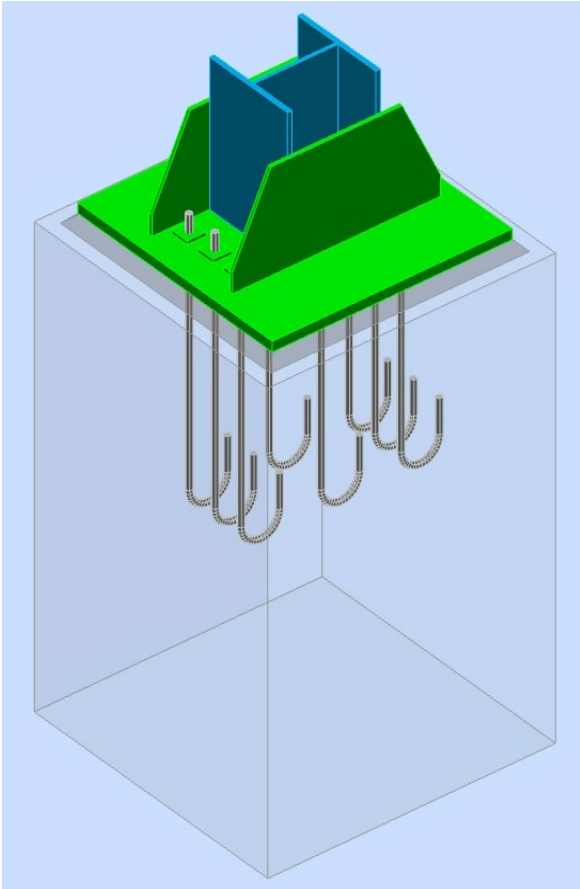
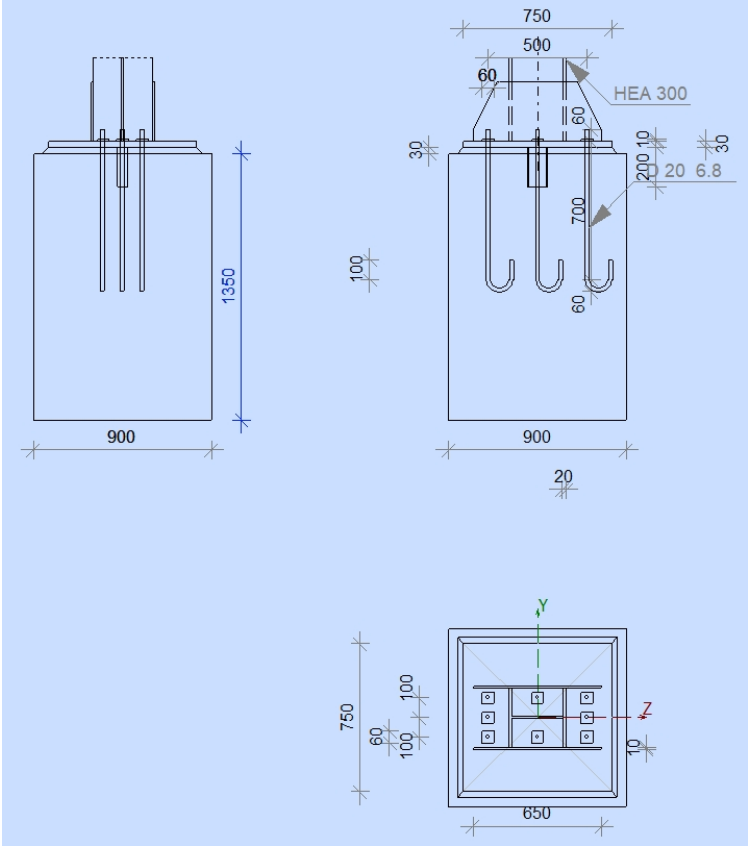


Figure VI.6. Platine de pied de poteau.

Chapitre VII

Etude des fondations

VII.1 Introduction :

Un ouvrage quel que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol D'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle Fondations. Qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2 Choix du type de fondation :

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

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 (pour notre cas le contrainte admissible du sol = 2bar

VII.3 Calcul des fondations :

VII.3.1 Détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

Les combinaisons citées par le BAEL91.

Ainsi que : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$ (**Art 10.1.4.1. RPA1999 version 2003**)

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1. Sollicitations les plus défavorables

ELU			ELS		
V	N	M	V	N	M
60.174	142.45	70.863	39.12	102.49	50.856

VII.3.2 Méthode des bielles

$$* G+Q \begin{cases} N_1 = 102.49 \text{ KN} ; & N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1 = 50.856 \text{ KN} \end{cases}$$

$$* 1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_2 = 142.45 \text{ KN} ; & N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2 = 70.863 \text{ KN} \end{cases}$$

VII.3.3 Pré-dimensionnement

Semelle carré : $S=A \times B / \sigma'_{sol} = 2\text{bar} = 20\text{t/m}^2$

$$A \times B \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol}} = \frac{102.49}{200} = 0.512 \text{ m}^2$$

$$A \times B \geq 0.512$$

On prend $A = B = 1.5\text{m}$

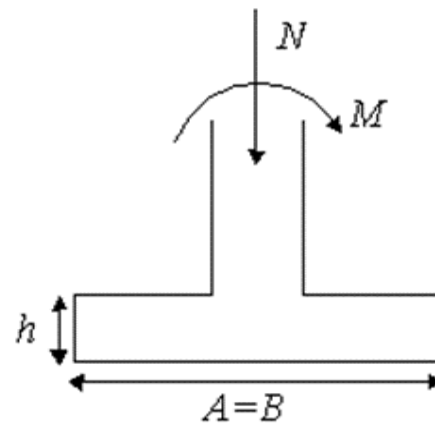
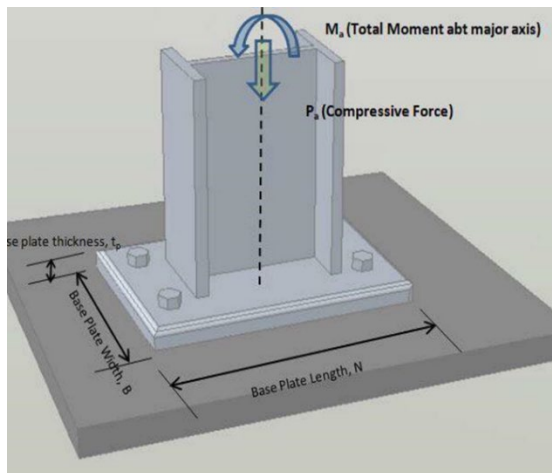


Figure VII.1. Sollicitations de fondation

Calcul l'épaisseur du sol

$$(h_c - d') \geq \max\left(\frac{B - b}{4}, \frac{A - a}{4}\right) = \left(\frac{1.5 - 0.5}{4}, \frac{1.5 - 0.5}{4}\right)$$

$$(h_c - d') \geq \max(0,25 ; 0,25)(\text{m})$$

$$(h_c - d') \geq 0.30 \text{ m}$$

On prend $d' = 5 \text{ cm} \Rightarrow hc = 35 \text{ cm}$, d' : enrobage d'acier

VII.3.4 Vérification de la stabilité

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$; tel que e_1 : excentricité

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{50.856}{102.49} = 0.49 \text{ m}$$

$$6e_1 = 6 \times 0.49 = 2.97 \text{ m}$$

$A > 6e_1$ condition de stabilité est Vérifié

VII.3.5 Vérification de la contrainte

$$A \geq \frac{N_1}{\sigma'_{sol} \times B} \left(1 + 3 \frac{e_1}{B} \right) = \frac{102.49}{200 \times 1.5} \left(1 + 3 \frac{0.49}{1.5} \right) = 0.67 \text{ m}$$

Donc : $A > 0.67 \text{ m}$ Vérifiée

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{70.863}{142.45} = 0.49$$

$$S = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{142.45}{2.25} \left(1 + 6 \frac{0.49}{1.5} \right) = 189.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{142.45}{2.25} \left(1 - 6 \frac{0.49}{1.5} \right) = -60.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3B(A - 2e)} = \frac{4 \times 102.49}{3 \times 1.5(1.5 - 2 \times 0.49)} = 175.19 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \cdot \sigma_{ad}$$

$$L_1 = \frac{3}{5} \cdot B$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{189.93}{L_1} = \frac{-60.77}{L_2} \\ L_1 + L_2 = 1.5 \end{cases}$$

$$189.93 \cdot L_1 = A \cdot 60.77 L_2 \rightarrow L_1 = 3.21 \cdot L_2 \rightarrow 4.12 L_2 = 1.50$$

$$\rightarrow L_2 = 0.36 \quad \text{et} \quad L_1 = 1.13$$

$$1.13 > 3/5 \cdot B = 0.90 \text{ Vérifiée.}$$

VII.3.6 Ferrailage

$$N^* = \sigma_{max} \times S = 175.19 \times 2.25 = 394.19 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N^*(B - b)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_y = \frac{N^*(A - a)}{8(h_c - d')f_{su}}$$

$$A_x = \frac{394.19(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{394.19(1.5 - 0.5)}{8(0.35)348} \times 10 = 4.04 \text{ cm}^2$$

Donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91

$$A_s \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{35 \times 150 \times 2.4}{400} = 7.24 \text{ cm}^2$$

$$10\text{HA}14 = 13.85 \text{ cm}^2$$

Calcul l'espace des cadres

$$St \leq \min(20\text{cm}, 15\phi)$$

$$St \leq \min(20\text{cm}, 15 \times 1.4 = 21\text{cm})$$

En prend $St = 15 \text{ cm}$

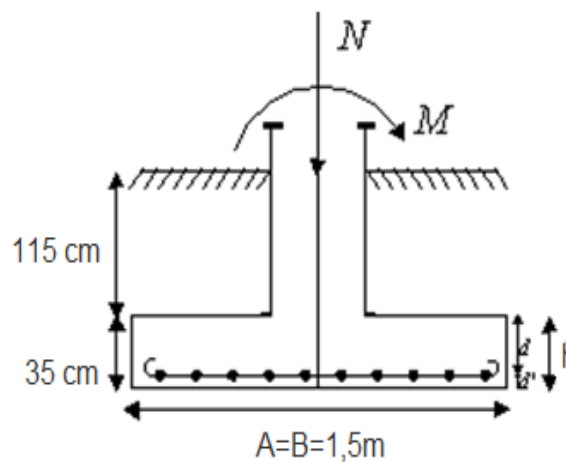


Figure VII.2. Vue en face de ferrailage de la semelle

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude et une phase très importante dans le cycle de formation de Master, ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances théorique acquises durant plusieurs années, et grâce à ce travail nous avons appris a appliqué les différents nouveaux règlements, tel que : (EUROCODE 3, RNVA version 2013 et RPA 99 version 2003).

Au cours de cette étude nous somme conclus que les calculs permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité des structures métallique, et aussi la disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure. Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Ce qui nous reste à dire à la fin de ce mémoire c'est que, ce travaille fait référence à l'état de nos connaissances autant que jeune ingénieur dans le domaine de la construction métallique.

Références

Bibliographiques

Livres et règlements :

- ✓ DTR B-C 2-4.7 : Règlement neige et vent « RNV2013 ». Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrés du Bâtiment. Règlement Neige et Vent Algérien 2013.
- ✓ DTR B-C 2-4.8 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ✓ DTR. B-C 2.2 : Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ✓ Lahlou Dehmani; calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3, OPU 2012.
- ✓ Jean MOREL, Calcul des Structures Métalliques selon l'EuroCode 3. 3ième Edition, Edition EYROLES 1997, France.
- ✓ Norme Européenne, NF EN 1991-1-1 ; – Euro code 1: Actions sur les structures. Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitations des bâtiments, AFNOR 2003.
- ✓ Norme Européenne, NF EN 1993-1-1 ; – Euro code 3: Calcul des structures en acier, partie 1-1: règles générales et règles pour bâtiments. AFNOR Octobre 2005.
- ✓ Norme Européenne, NF EN 1993-1-8 ; – Euro code 3: Calcul des structures en acier, partie 1-8: calcul des assemblages. AFNOR Décembre 2005.
- ✓ Baraka Abdelhak cours en charpente métallique 1 selon le règlement Algérien C.C.M.97 et l'Eurocode 3.

Mémoire :

- ✓ **BENHAOUACHE A. et BETTAHAR Z.**, mémoire PFE : Etude d'un hangar de stockage en charpente métallique, Départ. G.C., Univ. de Tiaret 2019/2020.