

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 :

KEBRIT Mohamed

MATELA Yahia

Sujet du mémoire

Étude d'une salle de sport en charpente métallique

Soutenu publiquement le 29 juin 2023 devant le jury composé de :

Mr. KLOUCHE DJEDID Ibrahim

President

Mr. BENYAMINA Abdelrahmane Bekaddour

Rapporteur

Mr. MIMOUNI Mohamed

Examineur

Mr. ABADA Ghanem

Examineur

PROMOTION 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



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

KEBRIT & MATELA

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chères, je site:

➤ *Mes chers parents, symboles de courage et de Volonté, qui ont consacré et sacrifié leurs vies pour nos bien être. que dieu les protègent.*

➤ *Mes chères frères*

➤ *Toutes mes familles grandes et petites.*

➤ *Tous mes amis(e)*

➤ *Tous les ingénieurs de la SEP Sougueur*

Comme je dédie également au terme de reconnaissance mes Camarade de Spécialité génie civile option structure(2023)

ملخص

هذا المشروع يعمد الى دراسة تصميم وقياس قاعة رياضة من الهياكل المعدنية ببلدية السوكر 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 وشم 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.

كلمات مفتاحية:

الهياكل المعدنية - قاعة رياضة - تحديد الأبعاد - التجميع

RESUME

Ce mémoire de fin d'étude consiste à étudié et dimensionner une salle de sport en charpente métallique située 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 – salle de sport – Dimensionnement – Assemblage.

ABSTRACT

Our project of end of studies consists of studying a metal gym, girder 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.

Key words:

Steel structure - gym, girder – Assembly analysis.

LISTE DE FIGURES

Figure I-1 Dimensions de la structure en charpente métallique	18
Figure I-2 Diagramme effort /déformation de l'acier.....	20
Figure I-3 Assemblage typique de faitage dans un portique	23
Figure I-4 Assemblage typique de jarret dans un portique	23
Figure I-5 Pied de poteau avec bêche de cisaillement	24
Figure II.1 Les directions principales du vent	27
Figure II.2. Vent perpendiculaire au long-pan (faitage) V1	31
Figure II.3. Légende relative aux murs verticaux	31
Figure II.4. Surface et coefficient Cpe de chaque zone de la paroi vertical	32
Figure II-5. Légende (des surfaces) pour les toitures.	33
Figure II.6. Valeurs de Cpe pour les parois verticales.	34
Figure II.7. Légende pour les toitures.	35
Figure III .1 Détails de panneau sandwich (couverture).	42
Figure III.2. Disposition de la panne.	43
Figure III. 3. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.	44
Figure III.4. Schéma statique de la poutre équivalente.	45
Figure III.5. Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.	46
Figure III.6 Représentation de cisaillement de la panne.....	50
Figure III.7 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.	51
Figure III-8-1Présentation d'un lierne.....	53
Figure III-8-2 Coupe transversale des liernes.....	54
Figure III.9 Échantignolle.	55
Figure III.10. Dimensions de l'échantignolle.....	56
Figure III.11. Détail de panneau sandwich (bardage)	57
Figure III.12. Détail de panneau sandwich (bardage).	57
Figure III.13. Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.	58
Figure III.14. Disposition de la lisse sur le poteau.	58
Figure III.15. Schéma du potelet	63
Figure IV.1. Vue en plan de la poutre au vent	70
Figure IV.2. Schéma statique de la poutre au vent	72
Figure IV3 Schéma statique de la poutre au vent.....	72
Figure IV.4. Schéma de stabilité verticale.....	84

Figure V.1. Modèle de la structure sur RSA.....	89
Figure VI.1. Les composants d'un boulon.....	110
Figure VI.2. L'attache de diagonale.....	111
Figure VI.3. Assemblage poteau – sablière.....	113
Figure VI.4. Assemblage Poteau – Traverse.....	116
Figure VII.2. Sollicitations de fondation	123
Figure VII.3. Contraintes de sol.	124
Figure VII.4. Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle	125
Figure VII.4. Vue en face de ferrailage de la semelle.....	126

LISTE DE TABLEAUX

Tableau II.1. Valeurs de q_{ref} , q_p , C_e	30
Tableau II.2. Surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de la paroi vertical	32
Tableau II-3. Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.	34
Tableau II.4. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	35
Tableau II.5. Valeurs de C_{pe} pour la toiture.....	36
Tableau II.6. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1	37
Tableau II.7. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.	37
Tableau II.8. Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2.....	38
Tableau.II.9. Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2	38
Tableau III.1. Le poids propre de panneau correspondante à chaque épaisseur.	43
Tableau IV-1 Les valeurs de F_i	71
Tableau VI. 1. Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.	109
Tableau VI. 2. caractéristiques géométrique.....	111
Tableau VII.1. Sollicitations les plus défavorables	123

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 : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\varnothing_{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.

I Sommaire

Chapitre I : Présentation du Projet	16
I.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Généralité sur la construction métallique	17
I.3 Présentation du projet :.....	17
I.3.1 Caractéristiques géométriques de la salle de sport :.....	17
I.3.2 Etude de sol :	18
I.3.3 Règlements utilisés :	18
I.3.4 Mode de construction :.....	18
I.4 Eléments de la structure.....	21
I.4.1 La toiture	21
I.4.2 Eléments principaux de la structure.....	21
I.4.3 Les éléments secondaires	21
I.5 PRESENTATION SCHEMATIQUE.....	22
I.6 LES ASSEMBLAGES :	23
Chapitre II : Etude Climatique	25
II.1 Introduction :.....	26
II.2 Action de neige	26
II.3 Action du vent:.....	27
II.4 Coefficients de calcul :	27
II.4.1 Effet de la région :	27
II.4.2 Effet de site :.....	27
II.4.3 Coefficient de topographie :	28
II.5 Calcul de coefficient dynamique Cd:	28
II.6 Calcul de la pression :.....	28
II.6.1 Détermination du coefficient de la rugosité Cr :	28
II.6.2 Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:	29

II.6.3	Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:	29
II.6.4	Intensité de turbulence :	29
II.7	Détermination de coefficient de la pression extérieure C_{pe} :	30
II.7.1	Vent perpendiculaire au long-pan $V1$:	31
II.7.2	Détermination coefficient de pression intérieure C_{pi}	36
II.7.3	Action de neige	38
II.7.4	Calcul de la charge de neige sur le sol	38
II.7.5	Coefficient de forme de la toiture	39
II.8	Conclusion :	40
Chapitre III: Etude des éléments Secondaires		41
III.1	Principe de choix d'un panneau sandwich	42
III.2	Panneaux couverture	42
III.2.1	Détermination de poids propre de la couverture	42
III.2.2	Détermination de la portée maximale	43
III.3	Etude des pannes	43
III.3.1	Définition	43
III.3.2	Données de calcul	44
III.3.3	Détermination des sollicitations	44
III.3.4	Les combinaisons d'actions	46
III.4	Principe de prédimensionnement:	47
III.4.1	Vérification à l'ELS (flèche)	47
III.4.2	Dimensionnement des pannes	48
III.4.3	Condition de la résistance (ELU)	49
III.5	Calcul des liernes	53
III.6	Calcul de l'échantignolle	55
III.6.1	Principe de dimensionnement	55
III.7	Calcul des lisses de bardage	56

III.7.1	Panneaux bardage.....	57
III.7.2	Condition de la flèche :.....	59
III.7.3	Vérification de la résistance des lisses	60
III.7.4	Vérification au cisaillement	61
III.7.5	Vérification au déversement	61
III.8	Calcul des potelets :.....	62
III.8.1	Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	62
	A/ Charges permanentes G :.....	62
	B/ Surcharge climatique W :.....	63
III.8.2	Le pré dimensionnement du potelet :.....	63
III.8.3	Vérification de la flexion composée.....	64
III.8.4	Vérification de l'effort tranchant	64
III.8.5	Vérification au flambement	65
III.9	Conclusion	67
Chapitre IV:Etude de contreventement -stabilité-		68
IV.1	Introduction :.....	69
IV.2	Rôle des systèmes de contreventement	69
IV.3	Calcul de force de frottement	69
IV.4	Contreventements de toiture (poutre au vent) :.....	70
IV.4.1	Evaluation des efforts horizontaux :.....	71
IV.4.2	Effort de traction dans les diagonales	72
IV.4.3	Vérification des montants	73
IV.4.3.2	Combinaison des charges (la plus défavorable).....	73
IV.4.4	Vérification de la flèche (ELS).....	74
IV.5	Pour la Panne intermédiaire	75
IV.5.1	Vérification à la résistance.....	75
IV.5.2	Flexion déviée (calcul des pannes)	75

IV.5.3.1	Vérification au flambement	78
• a.2	Flambement par rapport à l'axe faible z-z :	82
IV.6	Pour la Panne Sablière	83
IV.6.1	Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance).....	83
IV.6.2	Vérification Au flambement	83
IV.6.3	Calcul de Palée de Stabilité Verticale	84
Chapitre V:Etude des portiques		87
V.1	Introduction.....	88
V.2	L'étude de présent salle de sport est faite par le logiciel de calcul RSA (Robot 2019). Charges agissantes sur le portique le plus sollicité.....	88
V.3	Charges permanentes :	88
V.4	Charges variables :	88
V.5	Etude et dimensionnement des portiques :	88
V.5.1	Modélisation du portique sur Robot :	88
V.6	Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot:	90
Chapitre VI :Etude des assemblages.....		106
VI.1	Introduction :	107
VI.2	Fonctionnement des Assemblages	107
	Fonctionnement par adhérence	108
•	Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –Eurocode3).....	108
•	Coefficient de frottement (art.6.5.8.3 (1))	108
VI.3	Rôle des assemblages	109
VI.4	Assemblages de palée de stabilité	110
▪	Calcul de l'attache de la diagonale (1) \perp 60 × 60 × 6 avec le poteau	110
•	110
▪	Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement	110
▪	Résistance de la pression diamétrale	111

▪ Vérification de gousset à la traction	111
VI.5 Assemblage poteau-sablière	112
VI.5.1 Cisaillement des boulons attachant la poutre.....	112
VI.5.2 Pression Diamétrale.....	113
VI.6 Assemblage panne traverse.....	114
VI.6.1 Vérification des boulons au cisaillement+traction.....	114
VI.7 ASSEMBLAGE POTEAU–traverse.....	115
VI.7.1 Disposition des boulons.....	116
VI.7.2 Résistance sous l’effort tranchant	117
VI.8 ASSEMBLAGE TRAVERSE –TRAVERSE	118
VI.9 ASSEMBLAGE Pied –Poteau Encastre.....	119
Chapitre VII :Etude des fondations.....	121
VII.1 Introduction :.....	121
VII.2 Choix du type de fondation :.....	121
VII.3 Calcul des fondations :	121
VII.3.1 Détermination des sollicitations.....	121
VII.3.2 Méthode des bielles.....	122
VII.3.3 Pré-dimensionnement.....	122
VII.3.4 Vérification de la stabilité.....	123
VII.3.5 Vérification de la contrainte	123
VII.3.6 Ferrailage.....	124
VII.3.7 Calcul l’espace des cadres	125

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 une SALLE DE SPORT , réalisé dans la localité De la commune de Sougueur - wilaya de TIARET.

Le but des études Génie Civil est de concevoir des structures cabales de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Ce mémoire s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'une salle de sport 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 :

L'objectif principal de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle qui est à la fois d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Ainsi le but nécessaire sera de comprendre et d'appliquer toutes les informations et les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet satisfaisant réel en vue d'obtenir un diplôme de master.

Notre projet de fin d'études trait une salle de sport en charpente métallique. Cette structure permet d'exploiter les caractéristiques favorables respectives de ce matériau de façon optimale. Ainsi notre choix s'est basé non seulement sur la fonctionnalité structurelle, mais aussi sur la conception architecturale.

Notre mission est à la fois de concevoir et dimensionner les différents éléments de la structure avec les règles actuellement en vigueur en Algérie (RNV 99 ver 2013, CCM 97, RPA99/Version 2003, BAEL 91).

On a choisi de suivre pendant notre travail les étapes suivantes :

On commence avec une introduction générale,

- ✓ **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**, Etude des portiques (vérifications des ossatures).
- ✓ **Le sixième chapitre**, étude des assemblages.
- ✓ **Le septième chapitre**, étude des fondations.
- ✓ **Et à la fin on conclure avec** une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du Projet

I.1 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.2 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 une salle de sport 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 **576 m²**. de hauteur totale (**7,70 m**)

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la salle de sport :

Le présent ouvrage est caractérisé par les dimensions suivante:

- Largeur totale: 16,00 m
- Longueur totale: 36,00 m constitué de 6 travées de 6m
- Hauteur totale: 7,70 m
- La toiture se compose d'une toiture à deux versants d'une pente de 7,12%
- Nombre de portique: **6**

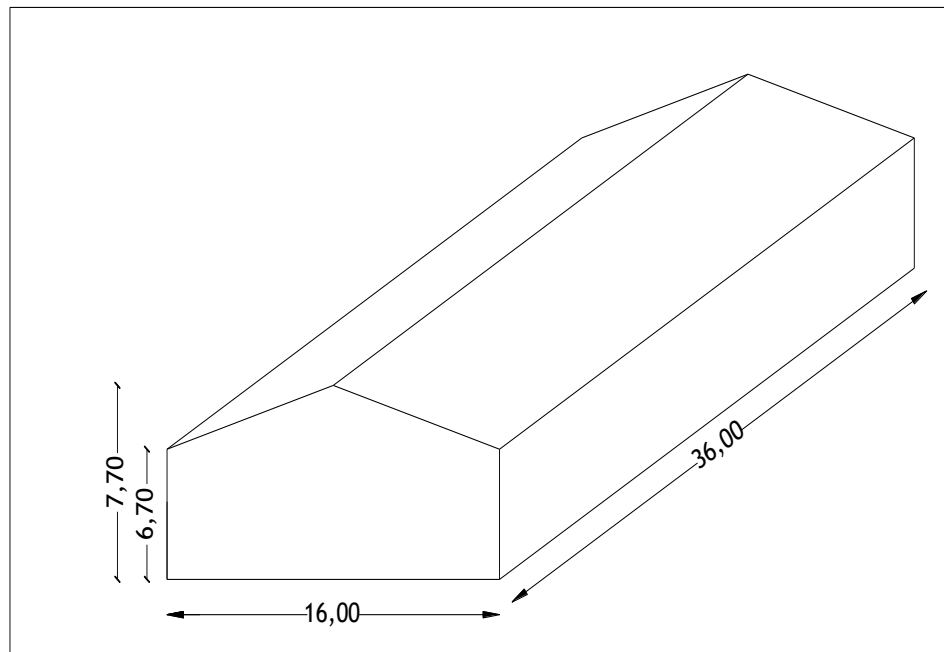


Figure I.1. Dimensions de la salle de sport en charpente métallique

I.3.2 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 : $\sigma_s = 2 \text{ Bar}$

I.3.3 Règlements utilisés :

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

1. règlement «CCM97».
2. Règlement Neige et Vent «RNVA99v2013».
3. Règlement parasismique algérien «RPA99version2003»
4. Béton armé aux états limites «BAEL91».
5. «DTRB.C2.2» charge permanentes et charge d'exploitation.

I.3.4 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.2.4.1 Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui est extrait de matières naturelles tirées du sous-sol (mines de

fer et de carbone).

Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%). Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés:

- Soit involontairement : phosphore, soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Soit volontairement qui sont notamment le silicium, le manganèse, le chrome, le tungstène (résiste à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, corrosion). On parle dans ces cas d'acier alliés.

Toutefois chaque matériau, tout comme les avantages, il présente aussi des inconvénients, les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus:

Avantage :

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voire même exportés.
- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écoule rapidement sous une température relativement élevée.
- Le coût élevé.

Les propriétés :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivant [Morel 1997]:

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$ (Figure I-1).
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique
- A la rupture l'allongement relatif ultime doit être supérieur ou égal à 15 %.

- Les nuances de l'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Euro-Code 3.
- La nuance choisie pour la réalisation de ce projet est S235.

Les propriétés mécaniques :

- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversal : $G = 84000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/}^\circ\text{C}$
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$

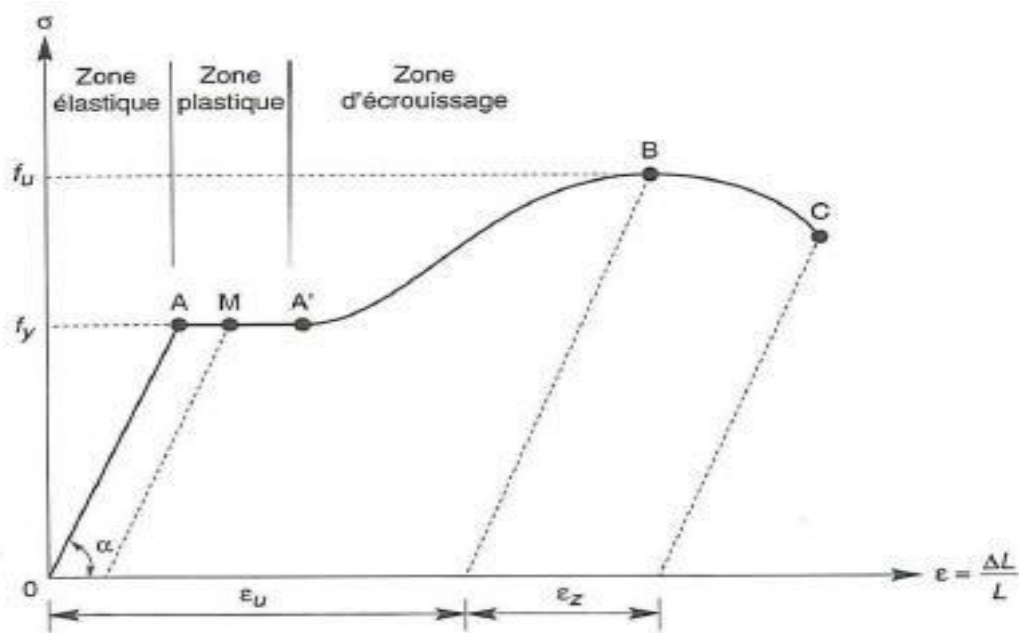


Figure I-2 Diagramme effort /déformation de l'acier.

I.2.4.2 Béton :

- Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- Béton de propreté est dosé à 250 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: $P = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Module d'élasticité: $E = 1400 \text{ daN/mm}^2$

I.4 Eléments 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.4.1 La toiture

Généralement pour les salles des ports en charpente, le dégagement d'une 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 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.

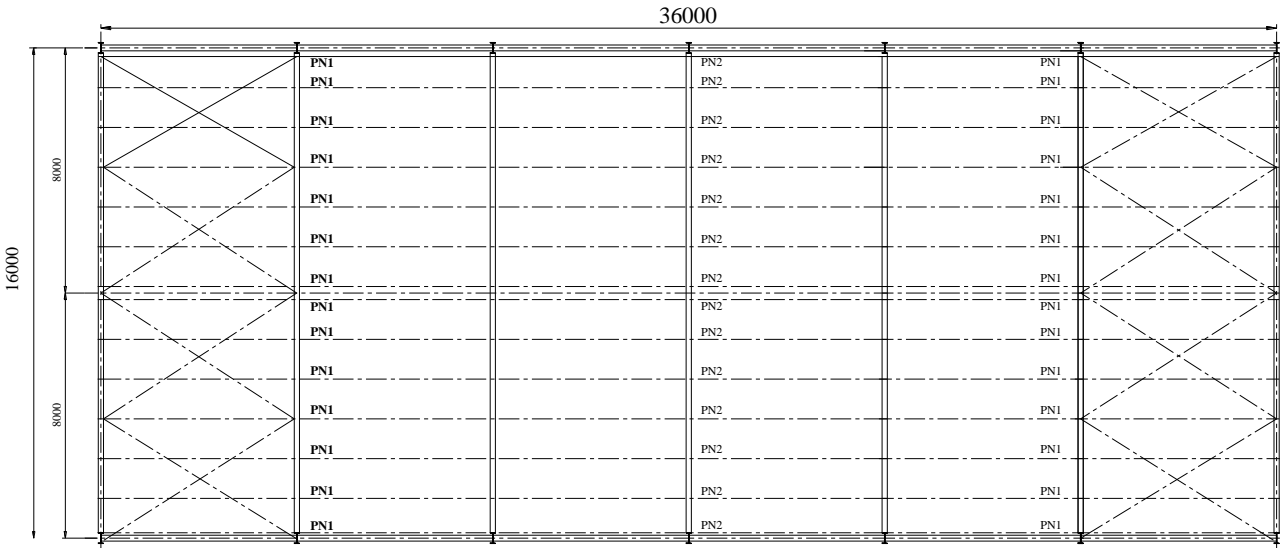
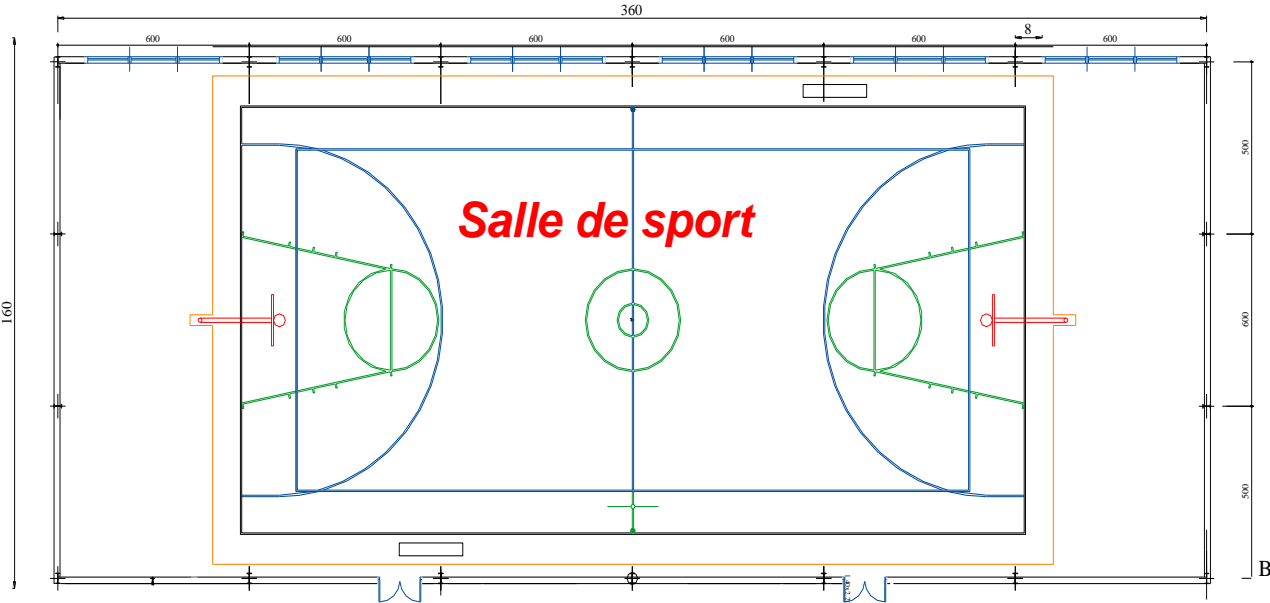
I.4.2 Eléments principaux de la structure

- | | |
|------------------------|---------------------------------|
| • Poteaux | profilé IPE & HEA |
| • Traverses | profilé IPE |
| • Contreventement | des cornières CAE(L) |
| • Stabilités verticale | double cornière 2CAE(2L) |
| • Poutre Sablière | profilé IPE |
| • Poutre Faitière | profilé IPE |

I.4.3 Les éléments secondaires

- | | |
|------------|--------------------|
| • Pannes | profilé IPE |
| • Potelets | profilé IPE |
| • Liernes | des ronds |

I.5 PRESENTATION SCHEMATIQUE



I.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 faitage et du pied de poteau. Pour les assemblages de jarret, les plus utilisés sont des assemblages boulonner qui assurent la continuité avec la traverse, la quelle est dotée de platines d'about, (Figure I-3). 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.

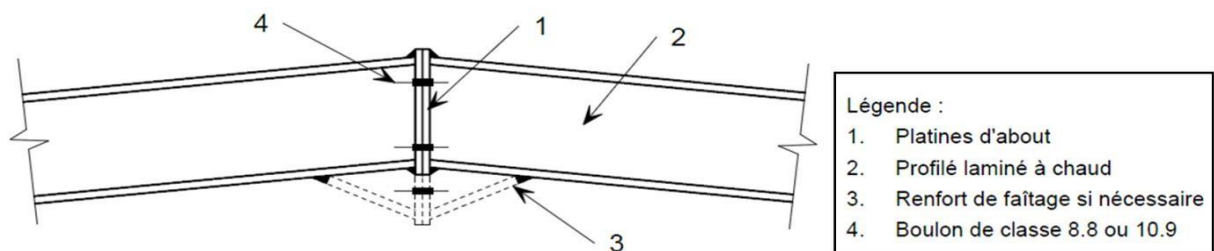


Figure I.3. Assemblage typique de faitage dans un portique

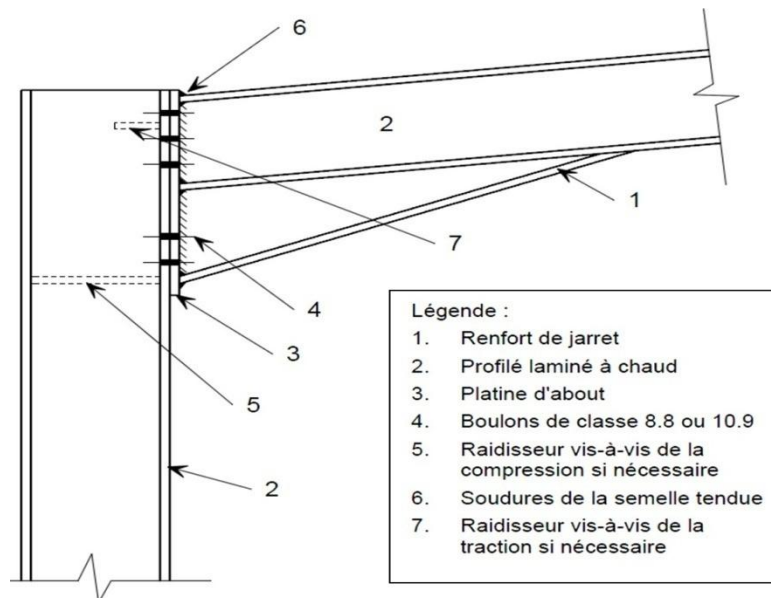


Figure I.4. Assemblage typique de jarret dans un portique

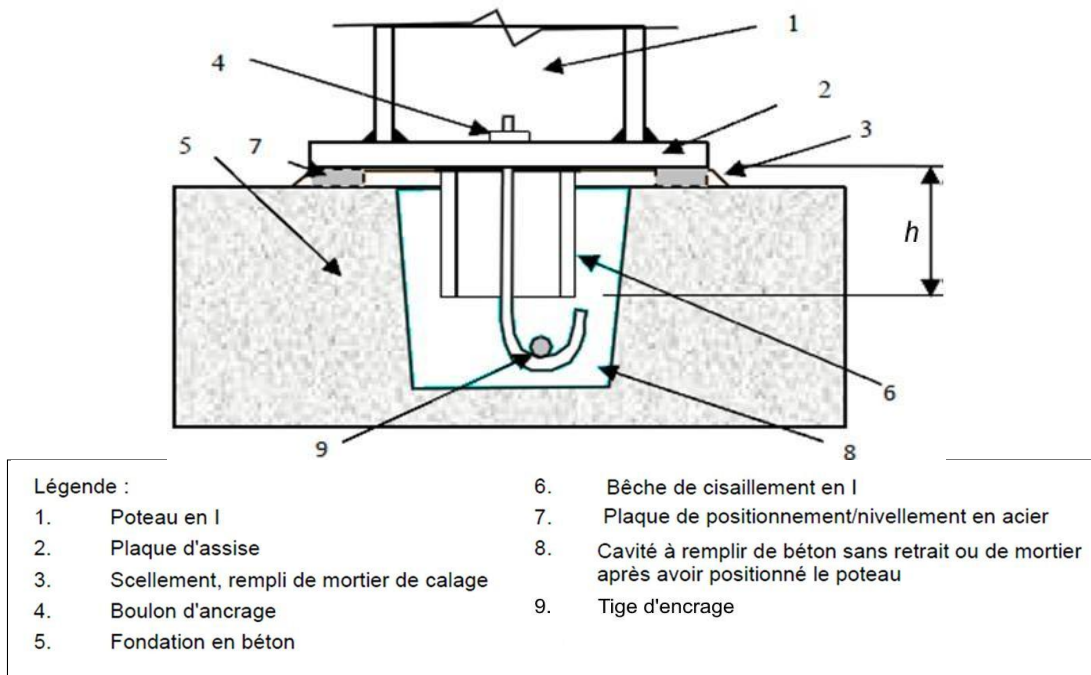


Figure I.5. Pied de poteau avec bêche de cisaillement

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 Algérien 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 de neige

L'étude de neige a pour but de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture. La charge caractéristique de neige S (kN/m^2) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

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

d'où :

S_K : Valeur de la charge de neige sur le sol donnée par le règlement RNV A2013 dans le Paragraphe 4 en fonction de la zone et l'altitude neige comme il est défini par la suite.

μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNV A2013.

II.3 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.4 Coefficients de calcul :

II.4.1 Effet de la région :

Notre structure est située à Sougueur wilaya de Tiaret qui est classée en zone **III**, dont la pression de référence est donnée par **RNVA2013, Tableau 2-2 du (Chapitre II - bases de calcul)** par :

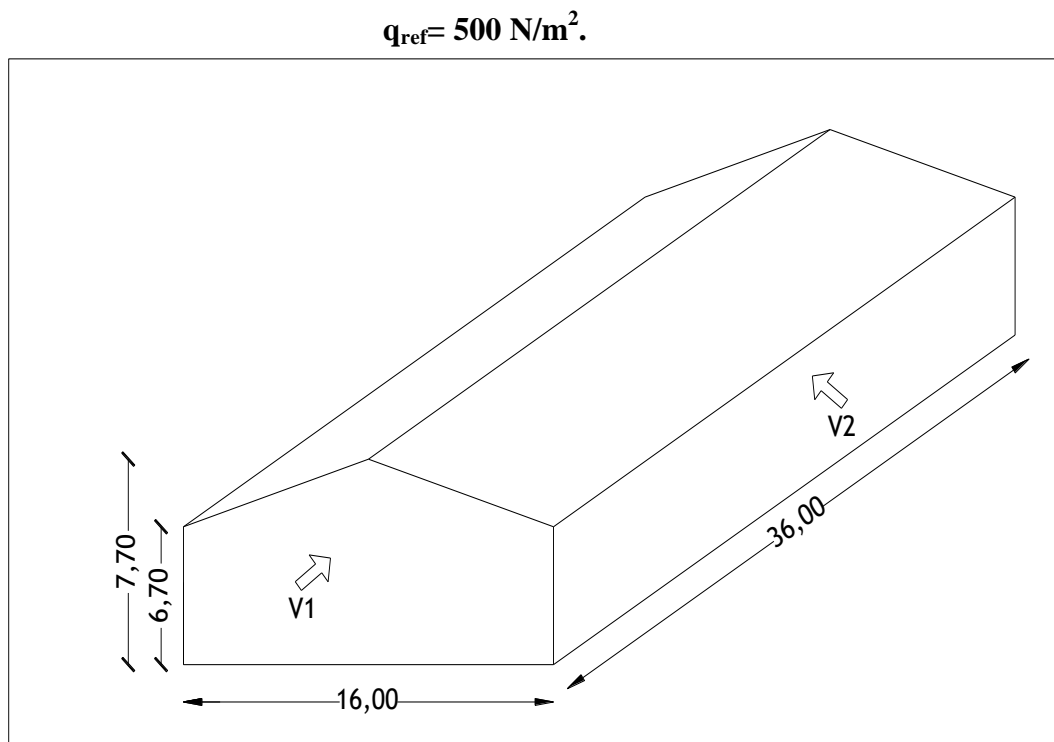


Figure II.1 Les directions principales du vent

II.4.2 Effet de site :

La structure sera implantée en zone urbaine, 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 | $K_T = 0,216$ | |
| | Le paramètre de rugosité | $z = 0,3\text{m}$ | |
| | La hauteur minimale | $z_{min} = 5\text{m}$. | (RNVA2013 : Partie II, Tableau 2-4). |
| | Coefficient utilisé pour le calcul de C_d , | $\varepsilon = 0,37$ | |

II.4.3 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.5 Calcul de coefficient dynamique Cd:

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pression 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 inférieur à 15m.

II.6 Calcul de la pression :**II.6.1 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 est défini par la loi logarithmique népérienne. (RNVA2013 : **Chap. 2.4.4**)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z_0}{Z_{\min}} \right) \quad \text{si } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \ln \left(\frac{Z_0}{Z_{\min}} \right) \quad \text{si } Z \leq Z_{\min} \end{array} \right.$$

Avec :

- La hauteur considérée $Z = 7,70$ 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 :

$Z = 7,70\text{m}$ dans la toiture et $Z = 6,70\text{m}$ dans les parois verticales, alors :

➤ Dans la toiture:

$$Z = 7,70\text{m} \rightarrow Z_{\min} = 5\text{m} \leq Z = 7,70\text{m} \leq 200\text{m}.$$

Donc:

$$C_r(Z = 7,70) = K_T \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{7,70}{0,3}\right) = 0,697 \rightarrow C_r(7,70) = 0,697$$

➤ Dans la paroi verticale:

$$Z = 6,70\text{m} \rightarrow Z_{\min} = 5\text{m} \leq Z = 6,70\text{m} \leq 200\text{m}$$

Donc:

$$C_r(Z = 6,70) = K_T \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{6,70}{0,3}\right) = 0,667 \rightarrow C_r(6,70) = 0,667$$

II.6.2 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.6.3 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, 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.6.4 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 (RNVA2013 : Chap. 2.4.6) :

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

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

➤ **Parois vertical:** $Z = 6,70 > z_{\min}=5.$

$$I_v(Z = 6,70) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{\ln\left(\frac{6,70}{0,3}\right)} = 0,321$$

➤ **Toiture:** $Z = 7,70\text{m} > Z_{\min} = 5\text{m}.$

$$I_v(z = 7,70) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{\ln\left(\frac{7,70}{0,3}\right)} = 0,308$$

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

• **Paroi vertical :**

$$C_e(6,70) = (0,667)^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,321] \rightarrow C_e(6,70) = 1,142$$

• **Toiture:**

$$C_e(7,70) = (0,697)^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,308] \rightarrow C_e(7,70) = 1,533$$

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

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	C_e	q_{ref} [N/m ²]	q_p [N/m ²]
Parois Verticals	1,142	500	571
Toiture	1,533	500	766,5

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

II.7 Détermination de coefficient de la pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux structures 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).

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

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

II.7.1 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 :

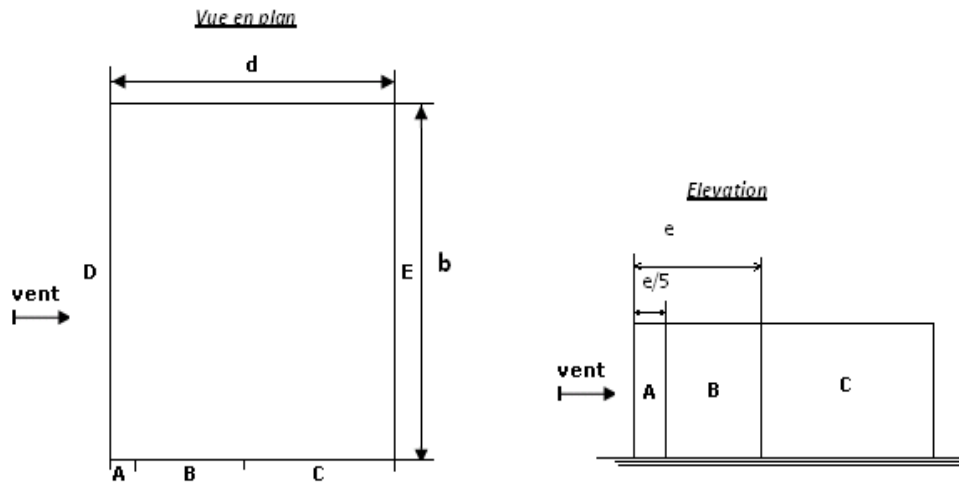


Figure II.2. Vent perpendiculaire au long-pan (faitage) V1

II.7.1.1 Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a : b= 36,00 m, d=16,00 m, h=6,70 m.

$$e = \min [b, 2h] = 13,40\text{m} \rightarrow e = 13,40\text{m}$$

Et on a : d=16,00m > e =13,40m.

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

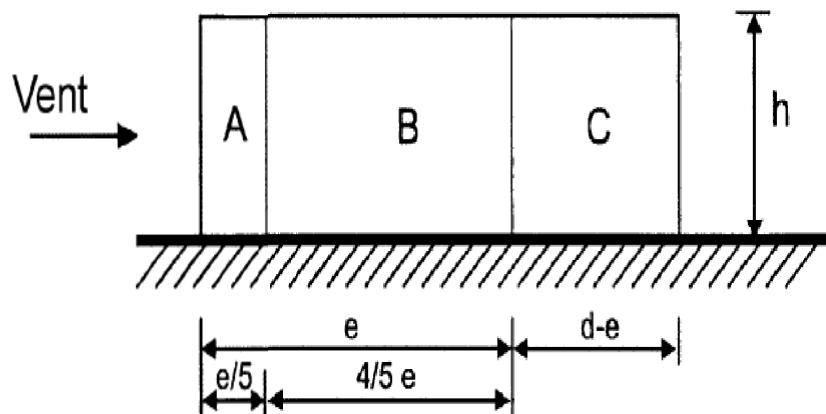


Figure II.3. Légende relative aux murs verticaux

Tel que: $A = \frac{e}{5} = \frac{13,40}{5} = 2,68\text{m} \rightarrow A = 2,68\text{m}$

$B = \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 13,40}{5} = 10,72\text{m} \rightarrow B = 10,72\text{m}$

$C = d - e = 16,00 - 13,40 = 2,60\text{m} \rightarrow C = 2,60\text{m}$

et $D = E = 36,00\text{m}$

→ $D = E = 36,00\text{m}$

➤ **Détermination des surfaces**

$S_A = 6,70 \times 2,68 = 17,96\text{m}^2$ → $S_A > 10\text{m}^2$

$S_B = 6,70 \times 10,72 = 71,82\text{m}^2$ → $S_B > 10\text{m}^2$

$S_C = 6,70 \times 2,60 = 17,42\text{m}^2$ → $S_C > 10\text{m}^2$

$S_D = S_E = 6,70 \times 36,00 = 241,20\text{m}^2$ → $S_D, S_E > 10\text{m}^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc

La formule correspond est : $C_{Pe} = C_{pe10}$

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

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2	17,96	71,82	17,38	241,20	241,20
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

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

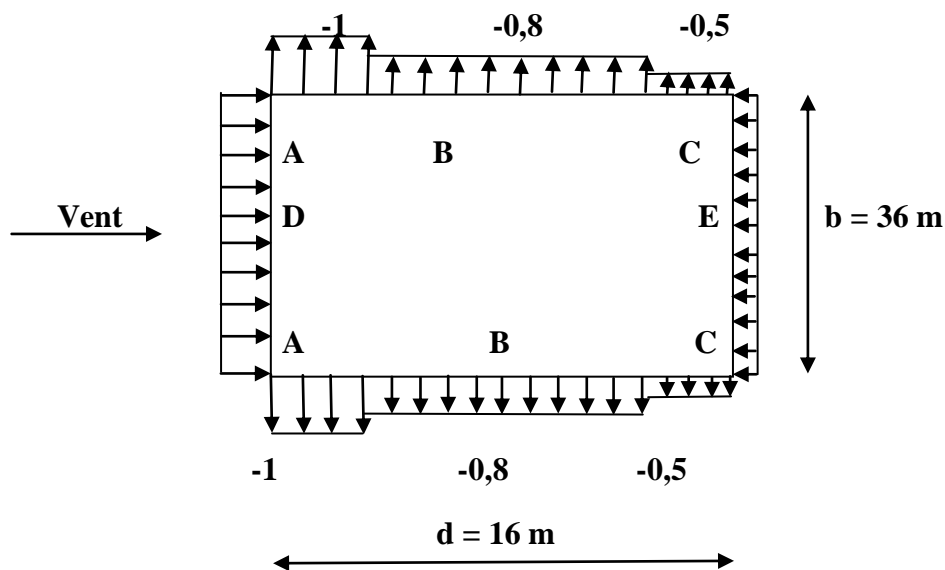


Figure II.4. Surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de la paroi vertical

II.7.1.2 Toiture :

On a une **toiture a deux versants (symétrique)** $\alpha = 7,12^\circ$, 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) ; $\theta=0^\circ \rightarrow b = 36,00\text{m}$, $d = 16\text{m}$, $h = 7,70\text{m}$, $\alpha = 7,12^\circ$

Et $e = \min [b, 2h] = 15,40\text{m} \rightarrow e = 15,40\text{m}$.

➤ Déterminations des surfaces

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

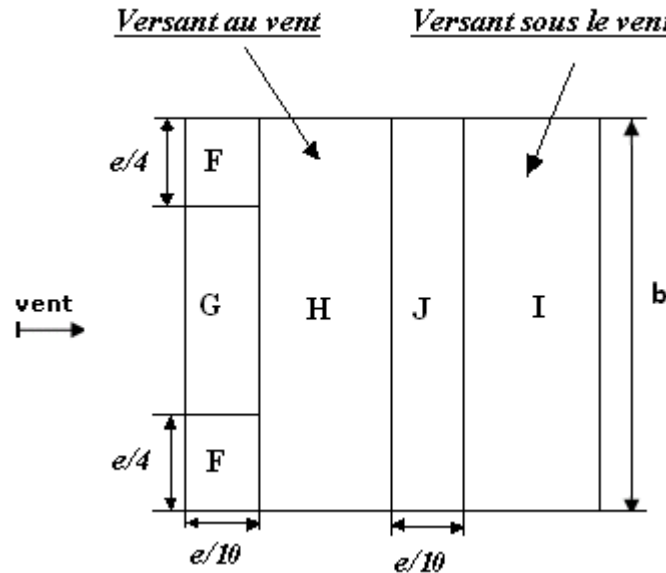


Figure II-5. Légende (des surfaces) pour les toitures.

$$S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{15,40^2}{40} = 5,93m^2 \quad \rightarrow S_F < 10m^2$$

$$S_G = \left(b - 2 \frac{e}{4}\right) \times \frac{e}{10} = \left(36,00 - 2 \frac{15,40}{4}\right) \times \frac{15,40}{10} = 43,58m^2 \quad \rightarrow S_G > 10m^2$$

$$S_J = b \times \frac{e}{10} = 36,00 \times \frac{15,40}{10} = 55,44 m^2 \quad \rightarrow S_J > 10m^2$$

$$S_H = S_I = \frac{d - \frac{2e}{10}}{2} \times b = \frac{160 - 2(15,40)}{20} \times 36 = 232,56m^2 \quad \rightarrow S_H > 10m^2 ; S_I > 10m^2$$

On Remarque que S_F est bornée entre [1 et 10] m^2 donc la formule correspondante est :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$$

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

✓ Interpolation linéaire :

La valeur de $\alpha = 7,12^\circ$ n'existe pas dans le **Tab. 5.4 du RNVA2013**, les valeurs de C_{pes} 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 : $x = 1,54$; $x_1 = 5$; $x_2 = 15$; $f(x_1) = -1,7$; $f(x_2) = -0,9$

$$f(7,12) = -1,7 - \left[\frac{(7,12-5)}{(15-5)} \right] (-1,7 + 0,9) = -1,529$$

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
7,12°	-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.7.1.3 Vent perpendiculaire au pignon V2 :

II.7.1.4 Parois verticales

Pour cette direction du vent on a : b = 16,00m, d = 36,00m, h = 6,70m et e = 13,40m.

Et on a : d > e.

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

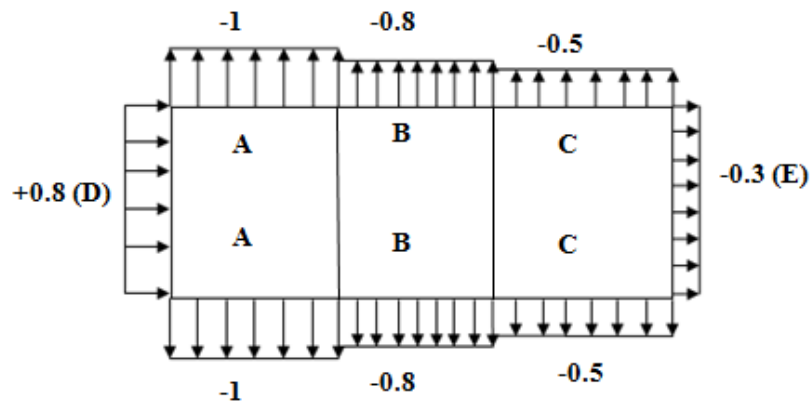


Figure II.6. Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

➤ **Détermination des surfaces**

$$S_A = 6,70 \times 1,80 = 12,06m^2 \quad \rightarrow S_A > 10m^2$$

$$S_B = 6,70 \times 7,10 = 47,57m^2 \quad \rightarrow S_B > 10m^2$$

$$S_C = 6,70 \times 7,12 = 47,704m^2 \quad \rightarrow S_C > 10m^2$$

$$S_D = S_E = 6,70 \times 36,00 = 241,20m^2 \quad \rightarrow S_{D,E} > 10m^2$$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m² 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)	12,06	47,57	47,704	241,20	241,20
C _{pe}	- 1	- 0,8	- 0,5	+ 0,8	- 0,3

II.7.1.5 Toiture

Pour cette direction du vent on a : **b = 36,00m ; h = 7,70m** et **e = 15,40m**.

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

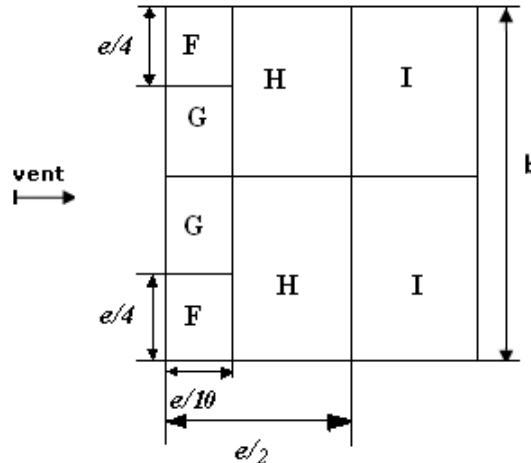


Figure II.7.Légende pour les toitures.

➤ **Détermination des surfaces**

$$S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{(15,40)^2}{40} = 5,93m^2 \quad \rightarrow S_F > 10m^2$$

$$S_G = \left[\frac{(b-2 \times \frac{e}{4})}{2} \right] \times \frac{e}{10} = 43,58m^2 \quad \rightarrow S_G > 10m^2$$

$$S_H = S_I = \frac{b}{2} \times \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) = 110,88m^2 \quad \rightarrow S_H > 10m^2$$

On Remarque que S_F est bornée entre **[1et10] m²** donc la formule correspondante est :

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$$

Et les autre surfaces sont supérieur à **10m²**, la formule est : **$C_{pe} = C_{pe10}$**

Mais dans notre cas on a l'angle de versant **$\alpha = 7,12^\circ$** , donc on doit faire une interpolation, et les résultats sont dans le tableau suivant :

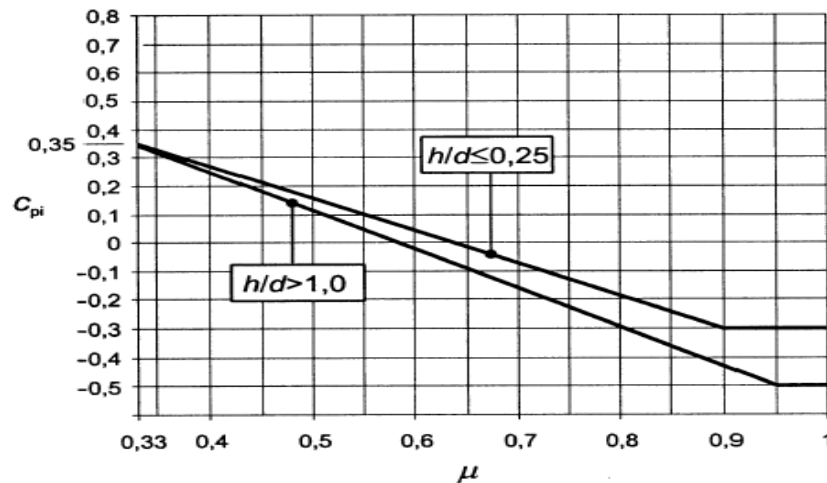
Tableau II.5. Valeurs de C_{pe} pour la toiture.

Pente α	F			G	H	I
	C_{pe10}	C_{pe1}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
5°	- 1,60	- 2,20	/	- 1,30	- 0,70	- 0,50
7,12°	- 1,5958	- 2,1972	- 1,5958	- 1,30	- 0,6944	- 0,50
15°	- 1,30	- 2,00	/	- 1,30	- 0,30	- 0,50

II.7.2 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'aire.

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'apaque 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 salle de sport possède :

- 06 fenêtres de dimension (3,00×1,00) m² dans long-pan1
- 06 fenêtres «chassais» de dimension (1,20×0,60) m² dans long-pan2
- 2 portes de dimension (5,00× 3,00) m² dans long-pan2
- 2 fenêtres de dimension «chassais» (1,20×0,60) m² dans pignon 1

On a : $h = 7,70$ m, $d = 36,00$ m, $\rightarrow \mu_p = 0,42$ et le rapport $(h/d) = 0,4 > 0,25$

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 = 6,70 m, d = 36,00 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.7.2.1 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	C _{pe}	C _{pi}	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 :

$$q_p(z_e) = 910,5 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0,17 \quad W(z_j) = q_p(z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$$

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

Zone	qp N/m ²	C _{pe}	C _{pi}	W(ze) N/m ²
F	910,5	-1,5958	-0,17	-1298,190
G		-1,30		-1028,865
H		-0,6944		-477,466
I		-0,50		-300,465

II.7.3 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.7.4 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.

$$\text{Pour notre site : } H = 1080 \text{ m} \quad \rightarrow S_k = \frac{0,04 \times 1080 + 10}{100} = 0,532 \text{ kN/m}^2$$

II.7.5 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 , $\alpha = \arctan\left(\frac{1,00}{8,00}\right) \rightarrow \alpha = 7,12^\circ$ α [$^\circ 0 ; 30$] [RNV2013, 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 [RNV2013, P: 27; Figure 9]

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

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

$$S = 0,8 \times 0,532 = 0,425 \text{ kN/m}^2$$

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

$$S = 0,8 \times 0,532 = 0,288 \text{ kN/m}^2$$

Ou bien:

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

$$S = 1,46 \times 0,532 = 0,776 \text{ kN/m}^2$$

II.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnements des éléments de la structure (panne, poteau,...)

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 solidarités 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 sollicité 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 choisi l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

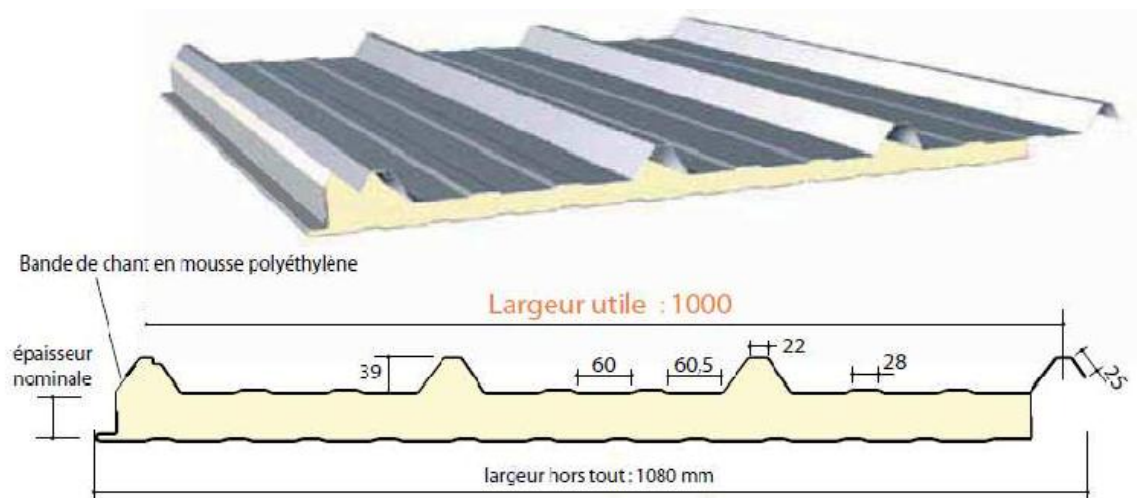


Figure III .1 Détails de panneau sandwich (couverture).

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 $12,9 \text{ kg/m}^2$.

Tableau III.1. Le poids propre de 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 $w = -1,382 \text{ kN/m}^2$ (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 annexe1 on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 3m.

⇒ On prend l'entraxe entre les pannes $e = 1,30\text{m}$.

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

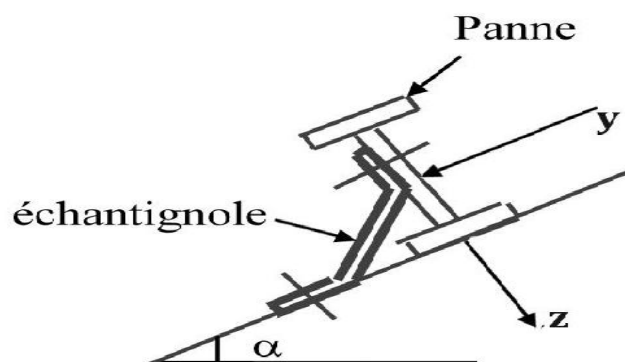


Figure III.2. Disposition de la panne.

III.3.2 Données de calcul

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

- pannes de **6m** de portée réalisée en profilé (I)
- L'espacement entre les pannes est de **1,3m**.
- Toiture à traverse avec une pente de calcul de **7,12°**
- Les pannes sont on acier S235

$$\rightarrow f_y = 23,50 \text{ daN/mm}^2.$$

$$\rightarrow E = 21000 \text{ daN/mm}^2.$$

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée **L=6m**, incliné d'un angle $\alpha = 7,12^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à **1,3m**.

III.3.3 Détermination des sollicitations

➤ Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes(G):

- | | |
|---|---------------------------|
| a) Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) | 12,90 kg/m ² . |
| b) Poids propre d'accessoire d'attache | 1,50 kg/m ² . |
| c) Poids propre de la panne estimé(IPE120) | 10,40 kg/m. |

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

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

$$G = (12,90 + 1,50) \times 1,30 + 10,40 = 29,12 \text{ kg/m} \quad \rightarrow G = 0,291 \text{ kN/m.}$$

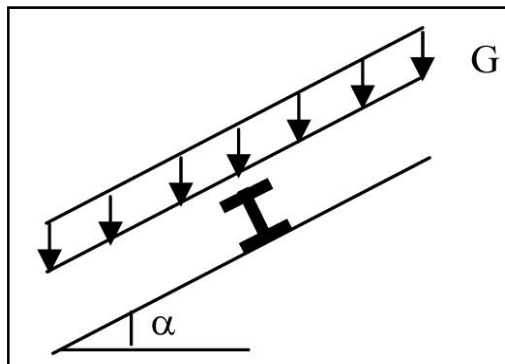


Figure III.3. Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

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 DTRBC2.2).

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).

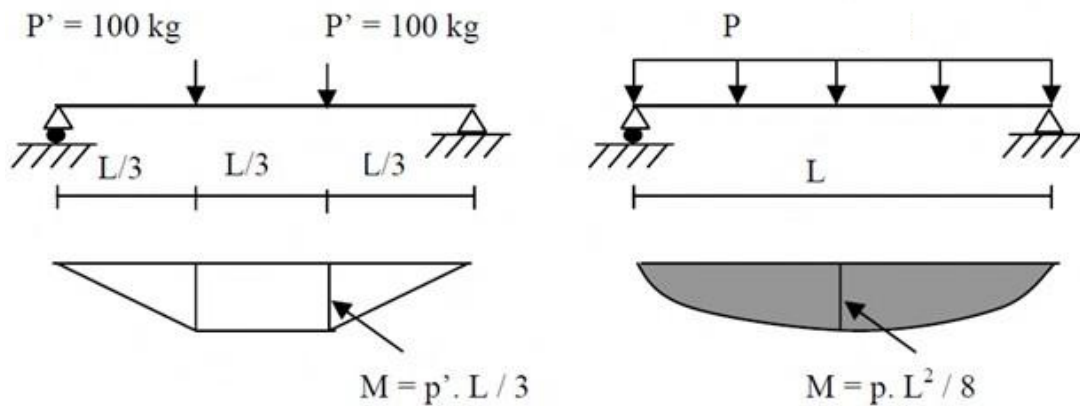


Figure III.4.Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{\max} = p \times \frac{L}{3}$$

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

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}).

$$M_{\max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$P = \frac{8 \times P}{3 \times L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ kg/ml}$$

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

➤ Surcharges climatiques :

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

La panne la plus sollicitée est celle exposé au vent de dépression défavorable donc le $C_{pi} = -0,17$ zone Fin tel que la charge considérée est : -1382 N/m^2 [Chapitre II, tableau II.5]

$$D'où: W = (-1,382 \times 1,3) = -1,796 \text{ kN/ml}$$

Due à la neige:

$$\text{La charge de la neige maximale est } S = 0,776 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où: S = (0,776 \times 1,3) = 1,00 \text{ kN/ml}$$

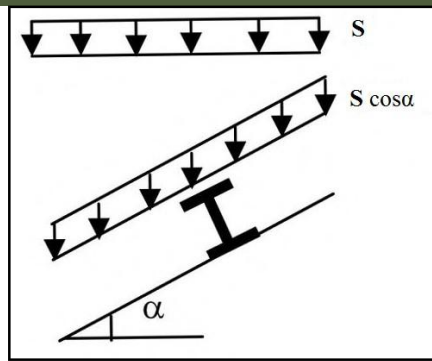


Figure III.5. Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0,291 \text{ kN/ml.}$$

$$W = - 1,796 \text{ kN/ml.}$$

$$S = 1,00 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 0,444 \text{ kN/ml.}$$

- **Décomposition des charges:**

- Suivant l'axe Z-Z :

$$G_z = G \cos \alpha = 0,288 \text{ kN/m.}$$

$$W_z = W = - 1,796 \text{ kN/m.}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0,992 \text{ kN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0,440 \text{ kN/m.}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$G_y = G \sin \alpha = 0,036 \text{ kN/m.}$$

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

$$S_y = S \sin \alpha = 0,123 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0,055 \text{ kN/m.}$$

III.3.4 Les combinaisons d'actions

1) ELU:

- Suivant l'axe z-z

$$\text{Comb1} = 1,35G_z + 1,5Q_z = 1,048 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1,35G_z + 1,5S_z = 1,876 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1,5W = -2,406 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb4} = G_z + 1,35W + S_z = - 1,144 \text{ kN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y

$$\text{Comb1} = 1,35G_y + 1,5S_y = 0,233 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1,35G_y + 1,5Q_y = 0,131 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1,35G_y = 0,048 \text{ kN/ml}$$

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

$$q_{uz} = G_z + 1,5W = -2,406 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uy} = 1,35G_y + 1,5S_y = 0,233 \text{ kN/ml}$$

2) ELS

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

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 0,728 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 1,280 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -1,508 \text{ kN/ml}$$

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

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0,091 \text{ kN /ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0,159 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = -1,760 \text{ kN/ml}$$

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

$$q_{sz} = G_z + W = -1,760 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 0,159 \text{ kN/ml}$$

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 prédimensionnement 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) :

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times Q_z \times l^3}{384 \cdot E} = \frac{1000 \times 1,396 \times 600^3}{384 \times 21000} = 373,92 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 373,92 \text{ cm}^4$ donc on opte pour un IPE140

$$I_y = 373,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 30,80 \text{ cm}^4$$

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:

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

$$G = (12,9 + 1,5) \times 1,3 + 12,9 = 31,62 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0,316 \text{ kN/ml}$$

$$G_z = 0,316 \times \cos 7,12^\circ = 0,313 \text{ kN/ml}$$

$$G_y = 0,316 \times \sin 7,12^\circ = 0,039 \text{ kN/ml}$$

• 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:

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

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

$$f_z = \frac{5 \times 1,371 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 541,2} = 2,03 \text{ cm} \leq F_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 2,07 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

• Suivant l'axe Y-Y:

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

$$f_y = \frac{5 \times 0,171 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 44,92} = 3,00 \text{ cm} \leq F_{\text{adm}} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = 3,00 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

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 : [EC03Art 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 : $M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8}$

Moment de calcul par rapport à z-z

$$M_{(y,sd)} = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{-1,440 \times 6^2}{8} = -1,98 \text{ Kn.m} \quad (\text{Due au soulèvement du vent}) \rightarrow M_{(y, Sd)} = -1,98 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{(z,sd)} = \frac{Q_y \times L^2}{8} = \frac{0,055 \times 6^2}{8} = 0,247 \text{ Kn.m} \rightarrow M_{(z, Sd)} = 0,247 \text{ kN.m}$$

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

• Détermination de la classe de profile :

$$Ame : M_{(y,sd)} = \frac{d}{tw} = \frac{16,00}{5} = 3,20 \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Semelle : } \frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{36,5}{6,90} = 5,28 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

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

$$M_{(pl,yRd)} = \frac{w_{(pl,y)} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 29}{1} = 25,619 \text{ Kn.m}$$

$$\rightarrow M_{(pl, yRd)} = 25,619 \text{ kN.m}$$

$$M_{(pl,zRd)} = \frac{w_{(pl,z)} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \times 20,30}{1} = 3,910 \text{Kn.m}$$

→ $M_{(pl,zRd)} = 3,910 \text{kN.m}$

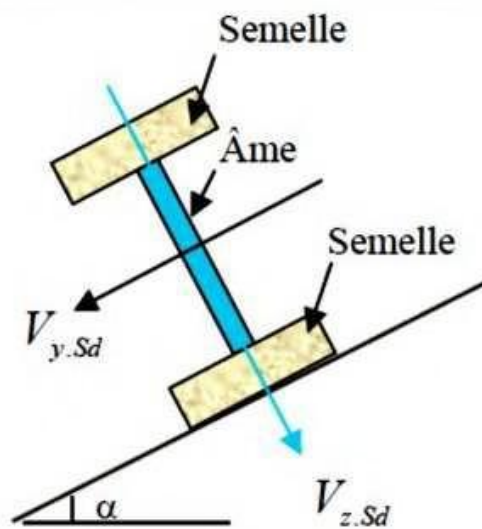
→ $\left(\frac{12,015}{25,619}\right)^2 + \left(\frac{0,769}{3,910}\right)^1 = 0,416 < 1$

b) Vérification au cisaillement:

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante:

$V_{z,sd} \leq V_{pl,Rd}$ [EC.3 p158]

$V_{y,sd} \leq V_{pl,y,Rd}$ [EC.3p158]



FigureIII.6 Représentation de cisaillement de la panne

$$\begin{cases} V_{Sd,y} = \frac{Q_y \cdot l}{2} = \frac{0,055 \times 6}{2} = 0,165 \text{kN} \\ V_{Sd,z} = \frac{Q_z \cdot l}{2} = \frac{0,440 \times 6}{2} = 1,32 \text{kN} \end{cases}$$

→ $V_{Sd,max} = 1,32 \text{kN}$

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

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

$A_v = 2010 - 2 \times 73 \times 6,9 + (4,7 + 2 \times 7) \times 6,9 = 503,57 \text{mm}^2$

→ $A_v = 503,57 \text{mm}^2$

Avec :

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

A_v : Aire de cisaillement.

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 : $V_{Sd, \max} = 1,32\text{kN} < V_{pl, Rd} = 84,961\text{kN}$

\rightarrow 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'ya donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long 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 la figure)

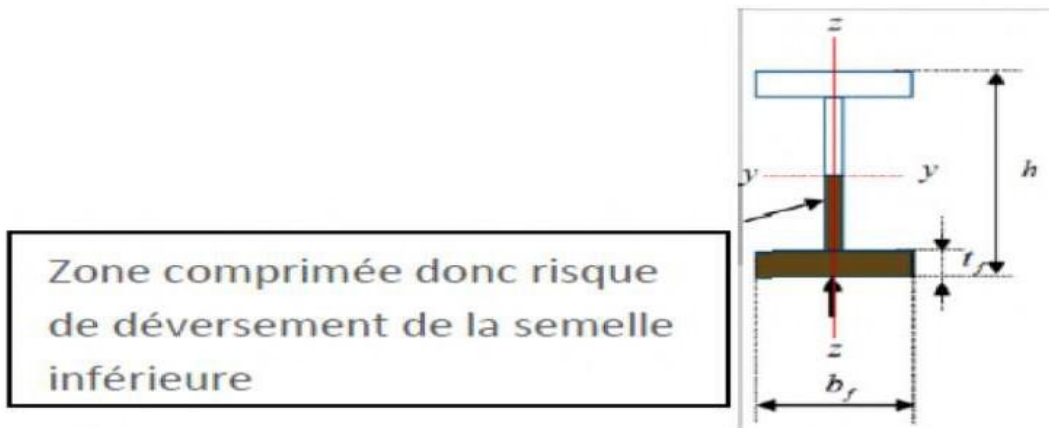


Figure III.7 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

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

La vérification à faire est :

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

$M_{Sd, \max} = M_{y, Sd} = -4,70\text{kN.m}$

$\rightarrow q_{\max} = \frac{8 \times (4,70)}{6^2} = 1,04\text{kN.m}$

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

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 $\bar{\lambda}_{LT}$

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

M_{cr} : le moment critique élastique de déversement. **F.2, Art F.1.2 EC03**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{1/2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0,4EI_t = 2,45 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_w = 1,98 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

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 EC03**).

$K_w = 1$ (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 EC03**).

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

On tire χ_{LT} à partir du Courbe (a) → χ_{LT} **tableau 5.5.2 de L'EC03** :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,550 \phi_{LT} = 1,55 \times (0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,550 - 0,2) + 1,550^2]) = 2,85$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,85 + (1,794^2 - 1,550^2)^{0,5}}$$

$$M_{y, Sd} = -20,349 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{b, Rd} = 0,26 \times 1 \times \frac{123,9 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 6,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, Sd} = -4,70 \text{ kN.m} > M_{b, Rd} = 6,88 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

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 des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

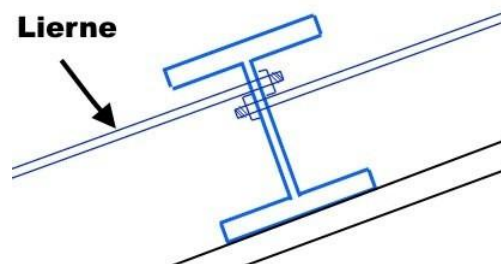


Figure III-5-1 Présentation d'un lierne

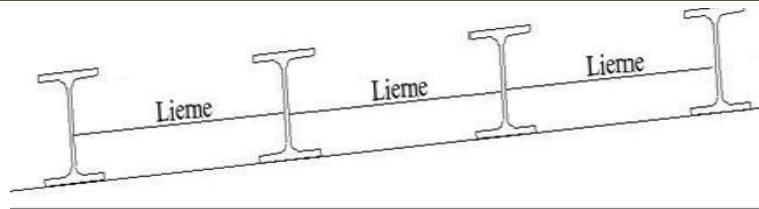


Figure III-5-2 Coupe transversale des liernes.

Effort de traction dans le lierne

- Calcul de la réaction R

On a la charge non pondérée qui est :

suivant y-y'

$$T_s = 0,192 \text{ kN/m.}$$

$$R = 1,25 \frac{T_s \cdot l}{2} \rightarrow R = 1,25 \times \frac{19,29 \times 6}{2} = 0,723 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \mathbf{R = 0,723 \text{ kN/m}}$$

- Calcul les Effort de traction T_i

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçonde lierne L_i suivant :

$$\text{Lierne N°1 : } \mathbf{T_1 = R/2 = 0,361 \text{ kN}}$$

$$\text{Lierne N°2 : } \mathbf{T_2 = T_1 + R = 1,084 \text{ kN}}$$

$$\text{Lierne N°3 : } \mathbf{T_3 = T_2 + R = 1,808 \text{ kN}}$$

$$\text{Lierne N°4 : } \mathbf{T_4 = T_3 + R = 2,531 \text{ kN}}$$

$$\text{Lierne N°5 : } \mathbf{T_5 = T_4 + R = 3,254 \text{ kN}}$$

Effort dans les diagonales L_6

$$2 T_6 \times \cos\theta = T_5$$

$$\theta = \arctan \frac{2}{3} = 33,69^\circ$$

$$\text{Lierne N°6 : } T_6 = \frac{T_5}{2 \cos\theta} = \frac{3,254}{2 \cos 33,69} = 1,955 \text{ kN}$$

$$\mathbf{T_{\max} = 3,254 \text{ kN}}$$

Déterminer de diamètre du rond

$$A \geq \frac{T_{\max}}{F_y} = \frac{3,254}{23,5} = 13,85 \text{ mm}^2 \rightarrow A \geq 13,85 \text{ mm}^2$$

Et :

$$D \geq \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 13,85}{\pi}} = 4,20\text{mm}$$

$$\rightarrow D \geq 5,00\text{mm}$$

Donc il faut prendre un rond de **D = 5 mm**.

Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

III.6 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 (sur tout 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 $t = 11\text{cm}$.

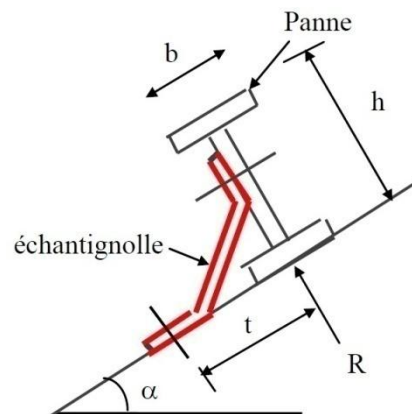


Figure III.8 Échantignolle.

III.6.1 Principe de dimensionnement

Suivant y-y :

$$Q_y = 1,35G \sin 7,12^\circ + 1,5W_s$$

$$Q_y = 1,35(0,316) \sin 7,12^\circ + 1,5 (0)$$

$$Q_y = 0,052 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = G \cos 7,12^\circ - 1,5W_s$$

$$Q_z = (0,316) \cos 7,12^\circ - 1,5 (1,687)$$

$$Q_z = -2,216 \text{ KN/m.}$$

$$R_y = 0,375 \times Q_Y \frac{L}{2} = 0,375 \times \frac{0,052 \times 6}{2} = 0,058 \text{ KN}$$

$$R_z = Q_z \times \frac{L}{2} = 2,216 \times \frac{6}{2} = 6,648 \text{ KN}$$

III.6.1.1 Moment de renversement

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad M_r = 6,648 \times 0,11 + 0,058 \times 0,9 = 0,783 \text{ kN.m}$$

III.6.1.2 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.

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

$$\text{Donc : } w_{\text{ely}} \geq \frac{0,783 \times 1}{23,5} = 3,331 \text{ cm}^3$$

III.6.1.3 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

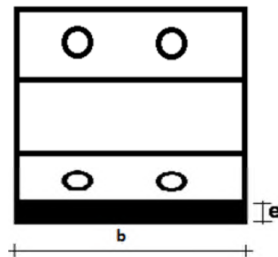


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..9. Dimensions de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$w_{\text{ely}} = \frac{b \times e^2}{6} \Rightarrow e = \sqrt{\frac{3,331 \times 6}{200}} = 09,99 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

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.7 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.7.1 Panneaux bardage

Bardage vertical pour locaux de faible à forte hygrométrie
Fixations apparentes

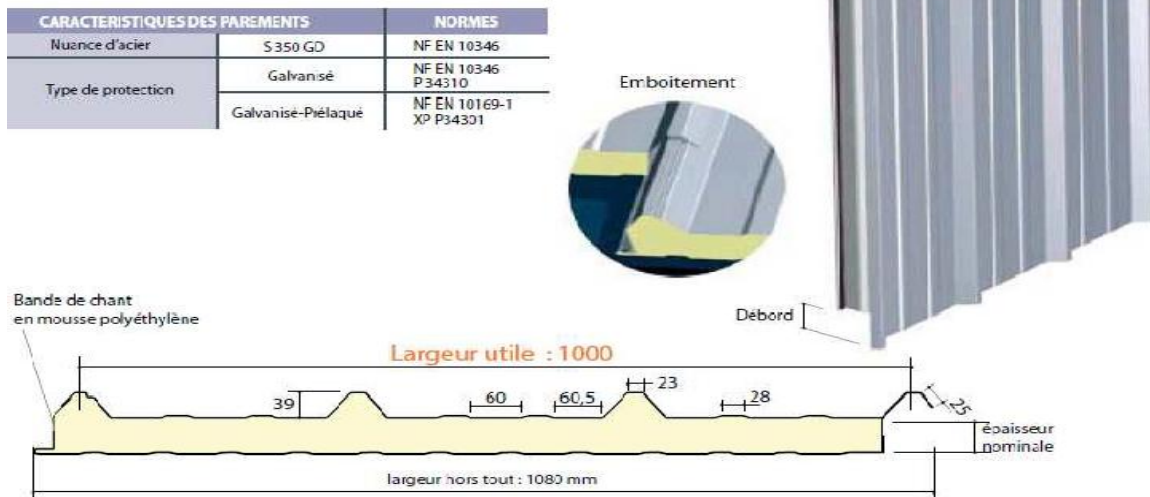


Figure III.10. Détail de panne au sandwich(bardage)

III.7.1.1 Détermination de poids propre de bardage

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de 40mm d'épaisseur ce qui donne un poids de **12,90kg/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.7.1.2 Détermination de la portée maximale pour le bardage

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales **W=0,857 kN/m²**.(Une compression).

On suppose que le panneau de bardage soit repose sur plusieurs appuis (lisses),à l'aide de tableau 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 de panneau correspondant 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 panneau repose sur plusieurs appuis.

⇒ On prend l'entraxe entre les lisses $e = 1,5\text{m}$.

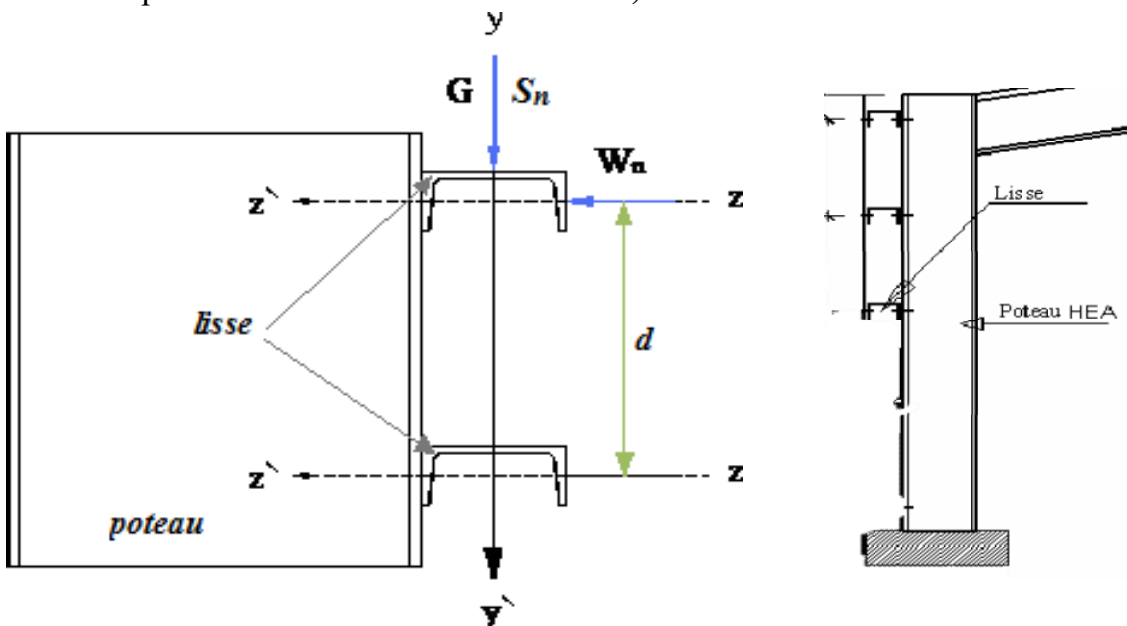


Figure III.13. Disposition de la lisse sur le poteau.

III.7.1.3 Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entraxe des lisses $e = 1,5\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 4 lignes de lisses sur chaque paroi.

III.7.1.4 Détermination des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... $12,90 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires d'attaches..... $1,50 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse estimé (UPE)..... $13,74 \text{ Kg/m}$

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

e: espacement entre les lisse =1,5m

$$G_p = (12,9+1,5) \times 1,5 + 13,74 = 35,34 \text{Kg/ml}$$

→ $G=0,353\text{kN/ml}$

b) La surcharge climatique de l'auvent

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:

$$Q_{uy} = (1,35G) = 1,35 \times 0,353 = 0,476 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow Q_{uy} = 0,476 \text{kN/ml}$$

$$Q_{uz} = (1,5W) = 1,5 \times 1,287 = 1,930 \text{kN/ml} \quad \rightarrow Q_{uz} = 1,930 \text{kN/ml}$$

2) Charges appliquées à l'ELS:

$$Q_{sy} = 0,353 \text{ KN/ml} \quad Q_{sz} = 1,287 \text{ KN/ml}$$

III.7.2 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):

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

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{Q_z \cdot l^4}{E} = \frac{5 \times 1,287 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 344,732 \text{ cm}^4$$

→ Donc on adopte un **UPE140**

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
UPE140	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 :

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

$$G_p = (12,9+1,5) \times 1,3 + 14,5 = 33,22 \text{ kg/ml}$$

$$G=0,332\text{KN/ml}$$

Les combinaisons de calcul

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,332 = 0,448 \text{ kN/m} \quad \rightarrow q_y = 0,448 \text{ kN/m}$$

$$q_z = 1,5 \times W_s = 1,5 \times (-1,796) = -2,694 \text{ kN/m} \quad \rightarrow q_z = -2,694 \text{ kN/m}$$

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

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

$$f_z = \frac{5 \times 2,694 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 78,5} = 2,75 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_z = 2,75 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

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

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

$$f_y = \frac{5 \times 0,448 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 600} = 0,60 \text{ cm} \leq F_{adm} = 3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_y = 0,60 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- **Détermination des sollicitations**

$$M_y = \frac{q_z \cdot (l)^2}{8} = \frac{1,930 \times (6)^2}{8} = 8,685 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y \cdot (l)^2}{8} = \frac{0,476 \times (6)^2}{8} = 2,142 \text{ kN.m}$$

$$\text{UPE 140: } W_{y, pl} = 85,60 \text{ cm}^3, W_{z, pl} = 18,20 \text{ cm}^3$$

III.7.3 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 : $\alpha = 2, \beta = 1$

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

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

$$\text{Sous le vent : } \left[\frac{8,685}{20,11} \right]^2 + \left[\frac{2,142}{3,24} \right]^1 = 0,84 \leq 1 \text{ Vérifiée.}$$

III.7.4 Vérification au cisaillement

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

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

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times tf = 1840 - 2 \times 65 \times 9 + (5 + 2 \times 12) \times 9 = 930,00 \text{ mm}^2$$

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

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

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

III.7.5 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 $\bar{\lambda}_{LT}$

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

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

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

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

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

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,768 \times 1 \times 125,27 \times 23,5}{1,1} = 20,553 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,zRd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{38,91 \times 23,5}{1,1} = 9,144 \text{ KN.m}$$

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

$$\left[\frac{15,867}{20,533} \right] + \left[\frac{0,746}{9,144} \right] = 0,854 \leq 1 \text{ Vérifier.}$$

III.8 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.8.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

Evaluation des charges

➤ Détermination de la section de potelet

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $q_j = -1260,9 \text{ N/m}^2$.

$$W_s = q_j \times e = -1260,9 \times 5,3 = -6682,77 \text{ N/m} \rightarrow W_s = -668,277 \text{ daN/m}$$

A/ Charges permanentes G :

Poid du bardage.....12,90Kg/m²

Poids propre de la lisse (UPE 100).....12,10Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches.....1,50Kg/m²

L'entraxe des potelets est de $e = 5\text{m}$

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

$H =$ hauteur du potelet $H = 6,84\text{m}$

B/ Surcharge climatique W :

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :
 $W = 0,857 \text{ kN/m}^2$

III.8.2 Le pré dimensionnement du potelet :

Chaque pignon possède trois potelets de longueur max $L = 7,70 \text{ m}$.

Le porté max entre axe des potelets $h = 6,84 \text{ m}$ (espace entre 2 pannes).

Les potelets sont en **acier S235**.

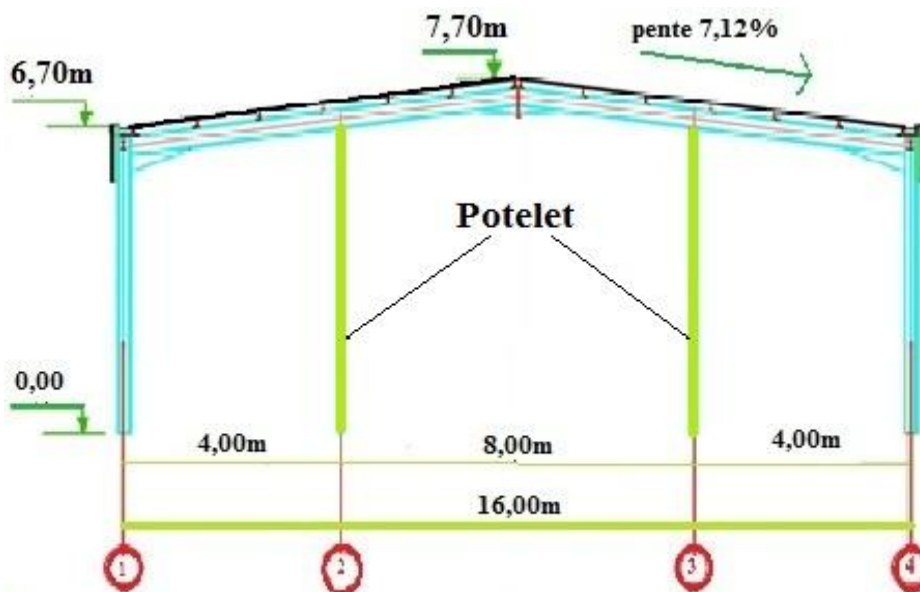


Fig.III.14.Schéma du potelet

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$D'où: q_{ws} = 0,858 \times e = 0,858 \times 5 = 4,29 \text{ kN/ml}$$

III.8.2.1 Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{w_s \cdot (l)^2}{8} = \frac{4,29 \times 7,70^2}{8} = 27,80 \text{ kN.m}$$

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

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

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

$$\rightarrow I_y \geq \frac{5q_z l^3}{384E} = \frac{1000 \times 4,29 \times (120)^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 5507,14 \text{ cm}^4$$

$\rightarrow I_y \geq 5507,14 \text{ cm}^4$, 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 (7,70 m).

$$G = (0,14 \times 6,26 \times 6) + (0,179 \times 6,26 \times 5) + (0,614 \times 7,70) \rightarrow G = 15,588 \text{KN.}$$

III.8.3 Vérification de la flexion composée

➤ Vérification de l'effort axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0,25 N_{pl.rd} ; 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

- $N_{y.sd} = \gamma_G \times G = 1,35 \times 18,229 = 22,987 \text{kN}$
 $\rightarrow N_{y.sd} = 24,609 \text{kN}$

- $N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2060 \times 23,5}{1} = 484,10 \text{kN}$

$$\rightarrow 0,25 N_{pl.y.rd} = 121,025 \text{ KN}$$

- $\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2 \times b \times t_f) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(2060 - 2 \times 240 \times 12) \times 23,5}{1} = 348,74 \text{kN}$
 $\rightarrow 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 174,37 \text{kN}$

- $N_{y.Sd} = 24,609 \text{ KN} < \min\{121,025 \text{ KN} ; 147,37 \text{kN}\}$

→ **Donc la condition est vérifiée**

III.8.4 Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{Sd,max} = V_{Sd,z} = \frac{W_s \times L}{2} = \frac{9,878 \times 12}{2} = 59,265 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{Sd,max} = 59,265 \text{ kN}$$

$$\text{et } V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 3061 \times \frac{23,5}{1\sqrt{3}} = 1085,418 \text{ daN} = 421,41 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210,69 \text{ kN} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$V_{Sd,max} = 59,256 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl,Rd} = 210,69 \text{ kN}$$

→ **Donc la condition est vérifiée**

III.8.5 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 :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,20$$

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 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \cdot f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times B_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9 \quad ; \quad \beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 2,12(2 \times 1,3 - 4) + \frac{744,6 - 675,1}{675,1} = -1,236$$

$$k_y = 1 - \frac{1,236 \times 2298,7}{0,329 \times 2060 \times 23,5} = 0,82$$

Et la condition sera :

$$\frac{2298,7}{0,329 \times \left(2060 \times 23,5 \times 10^2 / 1,1\right)} + \frac{0,82 \times 17780 \times 10^2}{744,6 \times \left(23,5 \times 10^2 / 1,1\right)} + 0 = 0,91 \leq 1 \quad \text{OK}$$

III.9 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
contreventement
-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.3 Calcul de force de frottement

Dans les condition suivantes :

$$\frac{d}{b} = \frac{36}{16} = 2,25 < 3$$

$$\text{et } \frac{d}{h} = \frac{36}{7,7} = 4,67 > 3$$

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 :**

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0,911 \times 0,04 \times (36 \times 8,06 \times 2)$$

$$= 21,146 \text{ kN}$$

Remarque :

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur développée de la toiture, soit : $\frac{8}{\cos 7,12} = 8,06m$

➤ **Pour la paroi verticale :**

$$F_{fr} = q_{dy} \times C_{fr} \times S_{fr} = 0,911 \times 0,04 \times (36 \times 6,60 \times 2) = 17,316 \text{ KN}$$

Donc la force de frottement total est : $F_{fr} = 38,462\text{KN}$

IV.4 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 Calcule de la poutre au vent en pignon :

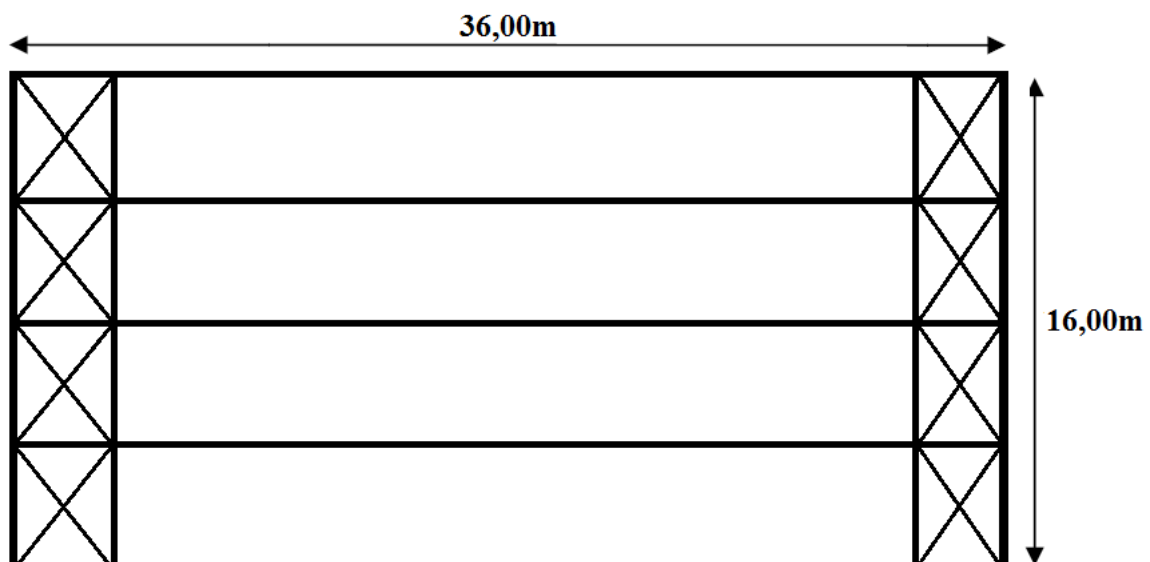


Figure IV.1. Vue en plan de la poutre au vent

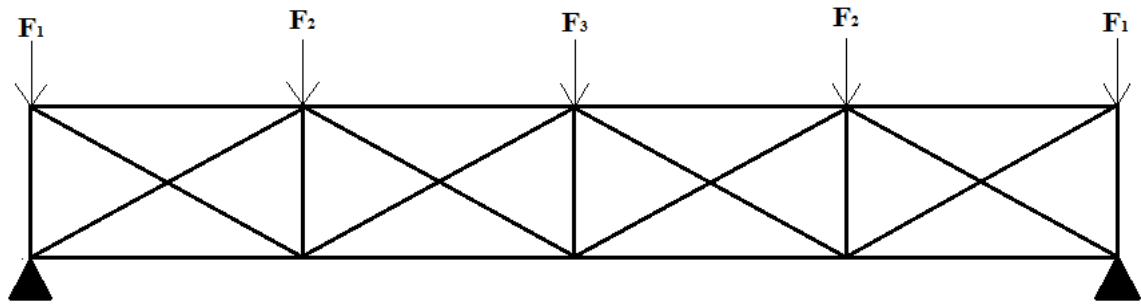


Figure IV.2. Schéma statique de la poutre au vent

IV.4.1 Evaluation des efforts horizontaux :

On a $F_{fr} = 38,462\text{kN}$ 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 : $\frac{F_{fr}}{n} = \frac{38,462}{5} = 7,692\text{kN}$

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)	6,70	7,20	7,70
l_i (m)	2,00	4,00	4,00
S_i (m²)	6,70	14,40	15,40
W_i (kN/m²)	1,577	1,577	1,577
$W_i \cdot S_i$ (kN)	10,565	22,708	24,285
$\frac{F_{fr}}{n}$	7,692	7,692	7,692
F_i (kN)	25,134	30,400	31,977

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1+F_2)+F_3}{2} = \frac{2(25,134+30,400)+31,977}{2} = 71,522\text{kN}$$

IV.4.2 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.

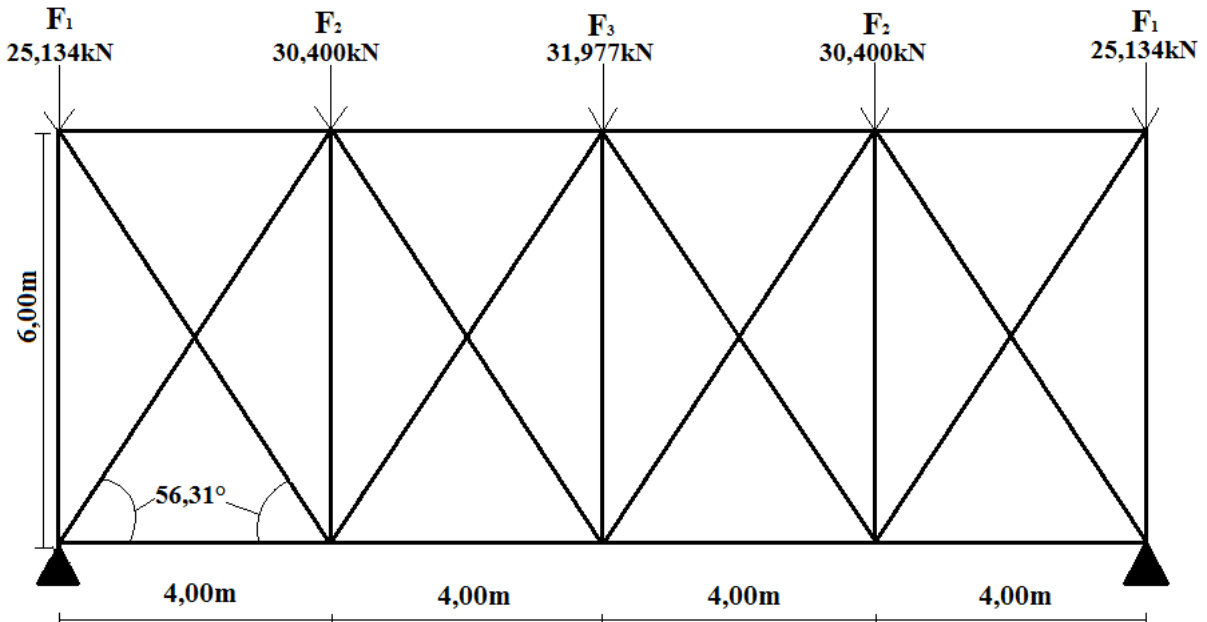
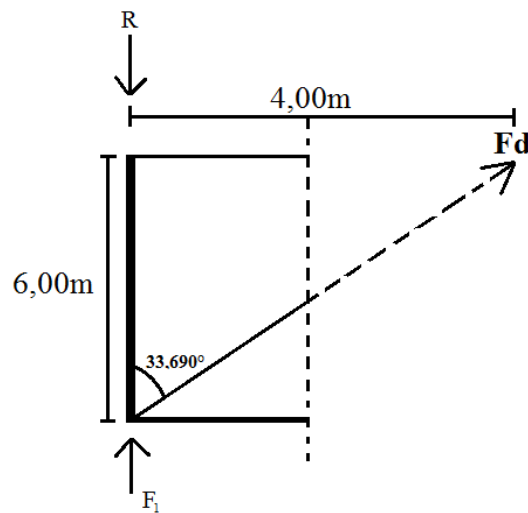


Figure IV-3 Schéma statique de la poutre au vent.

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



$$\tan \theta = \frac{4,00}{6,00} \rightarrow \theta = \arctg \frac{4,00}{6,00} = 33,690^\circ$$

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

$$D'où : F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{71,522 - 25,134}{\cos 33,690^\circ} = 55,751 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 55,751 = 83,626 \text{ kN}$$

IV.4.2.1 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A

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

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{83,626 \times 1,1}{23,5} = 3,91 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L 60 × 60 × 6**

IV.4.2.2 Vérification à la résistance ultime de la section :

$$\text{Condition de résistance : } N_{Sd} = 83,626 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Soit une cornière isolée de L 60 × 60 × 6 (A = 6,91 cm²), avec un boulon de 16 mm.

$$\text{Section nette : } A_{net} = 6,91 - (0,6 \times 1,6) = 5,95 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 5,95 \times 36}{1,25} = 154,224 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{5,95 \times 23,5}{1,10} = 127,113 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 83,626 \text{ kN} \leq N_{u,Rd} = 154,224 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc la cornière **L 60 × 60 × 6** convient pour les diagonales de la poutre au vent.

IV.4.3 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.4.3.1 Evaluation des charges

D'après le chapitre III on a :

- La charge du vent : $W = -3,337 \text{ kN/m}$. (**Voir chapitre III calcul des pannes**)
- La charge de neige : $S_n = 0,597 \text{ kN/m}$.
- La charge d'exploitation : $P_n = 0,444 \text{ kN/m}$.
- La charge permanente : $G = 0,486 \text{ kN/m}$.

IV.4.3.2 Combinaison des charges (la plus défavorable)

- L'E.L.U

➤ suivant yy':

$$1,35 G \sin \alpha + 1,5 P_n \sin \alpha = (1,35 \times 0,486 + 1,5 \times 0,444) \sin 7,12 = \mathbf{0,163 \text{ kN/m}}$$

$$\rightarrow T_u = \mathbf{0,163 \text{ KN/m}}$$

➤ suivant zz':

$$1,35 G \cos \alpha - 1,5 W_s = (1,35 \times 0,486 \times \cos 7,12^\circ) - (1,5 \times 3,337) = -\mathbf{4,354 \text{ kN/m}}$$

$$\rightarrow F_u = -\mathbf{4,354 \text{ KN/m}}$$

• L'E.L.S

➤ suivant yy':

$$G \sin \alpha + P_n \sin \alpha = (0,486 + 0,444) \sin 7,12^\circ = \mathbf{0,115 \text{ kN/m}}$$

$$\rightarrow T_s = \mathbf{0,115 \text{ kN/m}}$$

➤ suivant zz':

$$G \cos \alpha - W_s = 0,486 \times \cos 7,12^\circ - 3,337 = -\mathbf{2,854 \text{ kN/m}}$$

$$\rightarrow F_s = -\mathbf{2,854 \text{ kN/m}}$$

IV.4.4 Vérification de la flèche (ELS)

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

$$f_z = \frac{5 \cdot Q_T \cdot l^4}{384 E \cdot I_y} = \frac{5 \times 0,115 \times 6^4}{384 \times 2100 \times 869} = 0,010 \text{ m} = 1,06 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{200} = 3$$

→ f_z est vérifiée.

$$f_y = \frac{5 \cdot Q_F \cdot (l/2)^4}{384 E I_z} = \frac{5 \times 2,854 \times (6/2)^4}{384 \times 2100 \times 68,3} = 0,015 \text{ m}$$

$$f_y = 1,5 \text{ cm} \leq f_{ad} = \frac{(600/2)}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

→ f_y est vérifiée.

$$f_{\max} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} = \sqrt{(1,5)^2 + (0,09)^2} = \mathbf{1,50 \text{ cm}} < f_{ad} = \mathbf{300 \text{ cm}}$$

→ **Donc la flèche est vérifiée.**

IV.5 Pour la Panne intermédiaire

IV.5.1 Vérification à la résistance

➤ **Détermination de la classe de profilé**

$$\hat{A}me : \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \rightarrow \hat{A}me \text{ de classe 1}$$

$$Semelle : \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7,4} = 5,54 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow Semelle \text{ de classe 1}$$

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.5.2 Flexion déviée (calcul des pannes)

$$G = 0,486 \text{ kN/m}$$

$$S_n = 0,597 \text{ kN/m}$$

➤ **Compression**

$$V = F_2 = 30,400 \text{ kN}$$

➤ Combinaisons de charges

$$q_{sd} = 1,35G + 1,5S_n$$

$$N_{sd} = 1,35V = 1,35F_2$$

$$\text{Donc : } q_{sd} = 1,35 \times 0,486 + 1,5 \times 0,596 = 1,550 \text{ kN/m}$$

$$q_{z, sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1,550 \times \cos 7,12^\circ = 0,992 \text{ kN/m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{0,992 \times 6^2}{8} = 4,464 \text{ kN.m}$$

$$q_{y, sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 1,550 \times \sin 7,12^\circ = 0,297 \text{ kN/m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,297 \times (6/2)^2}{8} = 0,334 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 30,400 = 45,60 \text{ kN}$$

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

	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
Profil	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
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.5.2.1 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.

$$0,25 N_{pl, Rd} = 0,25 \times 42,941 = 110,735 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2 \times b \times t_f = 20,1 - (2 \times 8,2 \times 0,74) = 7,964 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,5 \times 7,964 \times \frac{23,5}{1,1} = 85,07 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 45,600 \text{ kN} < \min(85,07; 110,735) \text{ kN} = 85,07 \text{ kN}$$

→ 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 :

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

$$\left[\frac{45,600}{429,41} \right] + \left[\frac{7,195}{29,116} \right] + \left[\frac{0,174}{6,133} \right] = 0,375 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

IV.5.2.2 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.5.3 Vérification de l'élément aux instabilités

Combinaisons à L'ELU

$$q_u = G + 1,5W_s$$

$$q_{zu, Sd} = G \cos \alpha + 1,5W_s$$

$$q_{yu, Sd} = 1,35G \sin \alpha$$

$$N_{dS} = 1,5V = 1,5F_3$$

Avec :

$$G = 0,486 \text{ kN/m} \quad \text{« charge permanente »}$$

$$W = - 3,337 \text{ kN /m} \quad \text{« vent de soulèvement »}$$

$$V = F_2 = 30,400 \text{ kN} \quad \text{« effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire »}$$

➤ Charge de flexion :

$$q_{uz, Sd} = G \cos \alpha + 1,5W_s = 0,486 \cos 7,12^\circ - 1,5 \times 3,337 = - 4,523 \text{ kN /m}$$

$$M_{y, Sd} = \frac{q_{z, Sd} \times l^2}{8} = \frac{4,523 \times 6^2}{8} = 20,353 \text{ kN.m}$$

$$q_{uy, Sd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 0,486 \times \sin 7,12^\circ = 0,081 \text{ kN/m}$$

$$M_{z, Sd} = \frac{q_{y, Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,081 \times (6/2)^2}{8} = 0,091 \text{ kN.m}$$

➤ Charge de compression

$$N_{Sd} = 1,5V = 1,5F_2 = 1,5 \times 30,400 = 45,600 \text{ kN}$$

IV.5.3.1 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 :

$$K_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{Sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad K_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times \left(2\beta_{M,y,z} - 4 \right) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \mu_{y,z} \leq 0,90$$

$\beta_{M,y,z}$: 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 :

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

$$\frac{45,600}{0,085 \times 492,4} + \frac{0,99 \times 20,344}{29,116} + \frac{1,2 \times 0,071}{6,133} = 2,85 \geq 1$$

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

On va vérifier avec **IPE180**.

IV.5.3.2 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 :

$$N_{Sd} = 1,5V = 1,5F_3 = 1,5 \times 28,289 = 42,433\text{kN}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{4,521 \times 6^2}{8} = 20,344\text{kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{q_{y,Sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{0,063 \times (6/2)^2}{8} = 0,071\text{kN.m}$$

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

→ $\gamma_{M1} = 1.1$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,66 \times 23,5}{1.1} = 35,549\text{kN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.34 \times 23.5}{1.1} = 33,016 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{23,9 \times 23,5}{1.1} = 510,59 \text{ kN}$$

$$\left[\frac{90,19}{510,59} \right] + \left[\frac{20,344}{35,549} \right] + \left[\frac{0,071}{33,016} \right] = 0,75 \leq 1 \quad \text{Vérfiée}$$

a) Vérification au flambement :

Flexion composée avec risque du flambement :

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

Avec :

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

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

$\beta_{M,y,z}$: 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.5.3.3 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 :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0,5}} \quad \text{et } \varphi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad , \quad \alpha_y = 0,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

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**.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{7,2} = 83,33$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{83,33}{93,9} = 0,887$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 0,2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

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 :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \quad , \quad \alpha_z = 0,34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{2,05} = 292,68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{292,68}{93,9} = 3,116$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,978 > 0,2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \rightarrow \text{La courbe (a)}$$

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.5.3.4 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.6 Pour la Panne Sablière**IV.6.1 Vérification de la flexion bi-axiale:(résistance)**

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

$$N_{sd} = R_A = 71,522 \text{ kN}$$

$$\left[\frac{71,522}{510,59} \right] + \left[\frac{20,344}{35,549} \right] + \left[\frac{0,071}{33,016} \right] = 0,714 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

IV.6.2 Vérification Au flambement

$$N_{sd} = R_A = 71,522 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

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

$$\frac{71,522}{0,124 \times 510,59} + \frac{0,085 \times 20,344}{35,549} + \frac{0,044 \times 0,071}{33,016} = 0,161 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

Donc **IPE180** convient comme panne sablière.

IV.6.3 Calcul de Palée de Stabilité Verticale

On a:

$$H_1 = q_j \times \frac{b}{2 \times H} + \frac{F_{fr}}{2} = 1,336 \times \frac{6}{2 \times 6,70} + \frac{38,462}{2} = 38,207 \text{ kN} \quad \rightarrow H_1 = 39,507 \text{ kN}$$

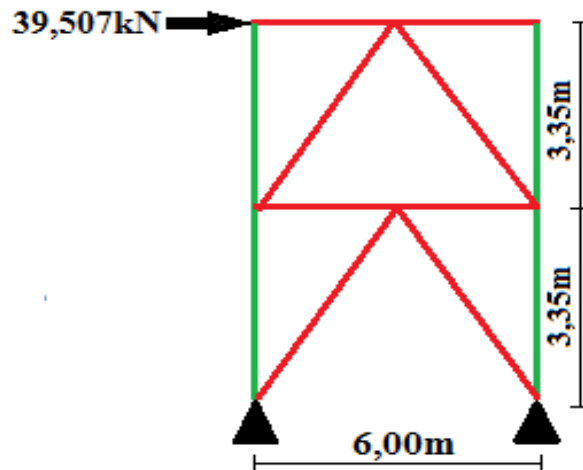


Figure IV.4. Schéma de stabilité verticale

IV.6.3.1 Calcul de diagonale D1

$$\text{tg} \alpha = \frac{3,35}{6,00} = 0,558 \quad \Rightarrow \alpha = 29,17^\circ$$

$$D_1 = \sqrt{3,35^2 + 6,00^2} = 6,87 \text{ m}$$

IV.6.3.2 Section des diagonales

Il faut vérifier que :

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

$$N_{Sd} = \frac{H_1}{\cos \alpha} = \frac{39,507}{\cos 29,17^\circ} = 45,245 \text{ kN} \quad \rightarrow N_{Sd} = 45,245 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{45,245}{23,5} \times 1 = 192,53 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow A \geq 1,925 \text{ cm}^2$$

→ Donc on adopte un double cornier dos à dos $\perp\!\!\!\perp$ 50×50×5 de $A = 4,78 \text{ cm}^2$

IV.6.3.3 Vérification à la résistance ultime de la section

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

$$N_{Sd} = 45,245 \text{ kN}$$

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

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

$$\text{et : } \gamma_{M0} = 1 \rightarrow N_{pl,Rd} = \frac{4,78 \times 23,5}{1} = 112,33 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 36 \text{ daN/mm}^2 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

On opte pour une cornière isolée de **L 50 x 50 x 5** avec un boulon de 14 mm.

$$\text{Section nette : } A_{net} = 4,78 - (0,6 \times 1,4) = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 3,94 \times 36}{1,25} = 102,12 \text{ kN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3,94 \times 23,5}{1} = 92,59 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \min(112,33 \text{ kN} ; 102,12 \text{ kN} ; 92,59 \text{ kN}) \rightarrow N_{Rd} = \mathbf{92,59 \text{ kN}}$$

$$N_{Sd} = 45,254 \text{ N} \leq N_{Rd} = 92,59 \text{ kN} \quad \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

Donc la cornière \perp **50x50x5** convient comme diagonale D₁.

IV.7 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.

V.2 L'étude de présent salle de sport est faite par le logiciel de calcul RSA (Robot 2019). Charges agissantes sur le portique le plus sollicité

V.3 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, poutres de pont roulant, sablière....etc. agissants sur les poteaux de rive.
- Poids des poutres de chemin de roulement,...etc.

V.4 Charges variables :

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

V.5 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.5.1 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 :

1- 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.

2- Lancement de l'analyse numérique et contrôle des efforts et des déplacements de la structure.

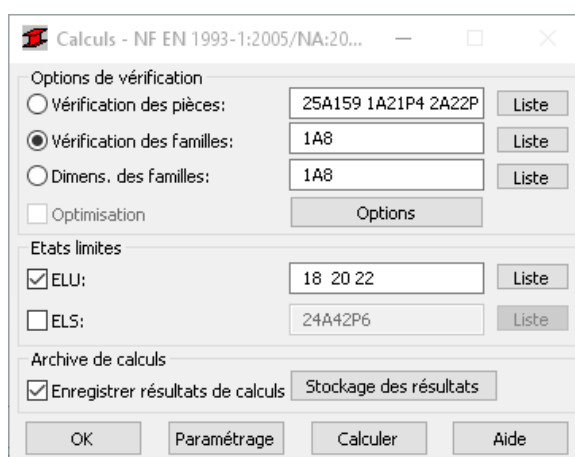
3- Dimensionnement des barres en combinaisons ELU et vérification de la flèche en ELS ou l'inverse.

Remarque :

Le système RSA repose sur une structure de bureaux, ce qui facilite la logique d'analyse, les sections de barres peuvent être regroupé en familles ainsi que les combinaisons de charge de calcul.

Parmi les fenêtres les plus importantes de l'application :

➤ Fenêtre d'Options de dimensionnement et vérification :



* Fenêtre des résultats de Dimensionnements :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 Poteaux						
10	HEA 200	ACIER	72.45	120.46	1.15	18 ELU /1/
	HEA 220		65.43	108.86	0.87	
	HEA 240		59.69	99.95	0.67	
Famille : 2 Sablières						
28	HEA 140	ACIER	52.32	85.23	0.04	18 ELU /1/
	HEA 160		45.67	75.29	0.03	
Famille : 3 Traverses						
1002	IPE 270	ACIER	1.78	6.62	1.03	18 ELU /1/
	IPE 300		1.60	5.97	0.79	
	IPE 330		1.46	5.64	0.62	
Famille : 4 Pannes						
55	IPE 120	ACIER	61.17	207.29	1.02	18 ELU /1/
	IPE 140		52.27	181.43	0.71	
	IPE 160		45.61	162.69	0.51	
Famille : 5 Palees_stabilite						
124	DCEC 60x6x1	ACIER	210.76	210.76	0.10	18 ELU /1/
	DCEC 60x6x1		205.34	205.34	0.09	
	DCEC 70x7		206.97	206.97	0.07	
Famille : 6 Contrevent_rampant						
147	DCEC 80x8	ACIER	215.74	215.74	0.31	18 ELU /1/
	DCEC 80x8x7		200.69	200.69	0.27	
	DCEC 80x8x8		198.79	198.79	0.26	
Famille : 7 Potelets						
157	HEA 140	ACIER	136.86	222.95	0.30	18 ELU /1/
	HEA 160		119.47	196.96	0.19	
	HEA 180		105.37	173.62	0.14	
Famille : 8 Poutre_faitage						
68	IPE 240	ACIER	60.16	222.83	0.34	18 ELU /1/
	IPE 270		53.45	198.49	0.23	
	IPE 300		48.15	179.12	0.17	

V.6 Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot:

Résultats de dimensionnement des portiques sur Robot :

Pré-dimensionnements des poteaux en HEA 220, Choix 2 : Ratio 0.87: avec: ($\lambda_y=65.43$ et $\lambda_z=108,86$) $< \lambda_{z,max}=210$, pour l'élanement maximal(une limite fixée par la méthode Robot).

Les traverses IPE 300, Choix 2 : Ratio 0.79: avec ($\lambda_y=65.43$ et $\lambda_z=108,86$) $< \lambda_{z,max}=210$.

Ainsi, les résultats (de la note de calcul) du programme d'analyse de structures AutoDesk RSA sont:

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: 1 Poteaux

PIECE: 10

POINT: 5

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.700$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ 50*1.35 + 51*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 220

$h=21.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=22.00$ cm	$A_y=53.70$ cm ²	$A_z=20.67$ cm ²	$A_x=64.34$ cm ²
$tw=0.70$ cm	$I_y=5409.70$ cm ⁴	$I_z=1954.56$ cm ⁴	$I_x=28.58$ cm ⁴
$tf=1.10$ cm	$W_{ely}=515.21$ cm ³	$W_{elz}=177.69$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 31.035$ kN	$M_{y,Ed} = 101.460$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.055$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.009$ kN
$N_{c,Rd} = 1511.990$ kN	$M_{y,Ed,max} = 101.460$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = -0.055$ kN*m	
	$Tau_{y,max,Ed} = 0.003$ MPa		
$N_{b,Rd} = 686.025$ kN	$M_{y,c,Rd} = 121.074$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 41.757$ kN*m	$V_{z,Ed} = 16.910$ kN
			$Tau_{z,max,Ed} = 12.606$ MPa
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 6.000$ m	$Lam_y = 0.70$	$L_z = 6.000$ m	$Lam_z = 1.16$
$L_{cr,y} = 6.000$ m	$X_y = 0.79$	$L_{cr,z} = 6.000$ m	$X_z = 0.45$
$L_{amy} = 65.43$	$k_{zy} = 0.98$	$L_{amz} = 108.86$	$k_{zz} = 0.99$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3*\text{Tau},y,\text{max},Ed^2)/(\text{fy}/gM0)} = 0.86 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$\text{Tau},y,\text{max},Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

$$\text{Tau},z,\text{max},Ed/(\text{fy}/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6.(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda},y = 65.43 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{Lambda},z = 108.86 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,\text{max}/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,\text{max}/(Mz,Rk/gM1) = 0.87 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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: 2 Sablières

PIECE: 28
3.000 m

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ 50*1.35 + 51*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 140

h=13.30 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.00 cm	Ay=26.36 cm ²	Az=10.13 cm ²	Ax=31.42 cm ²
tw=0.55 cm	Iy=1033.13 cm ⁴	Iz=389.32 cm ⁴	Ix=8.16 cm ⁴
tf=0.85 cm	Wely=155.36 cm ³	Welz=55.62 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -26.047 kN My,Ed = 0.192 kN*m
 Nt,Rd = 738.370 kN My,el,Rd = 36.509 kN*m
 My,c,Rd = 36.509 kN*m

Tt,Ed = 0.001 kN*m
 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:

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{t,Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed})/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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 Traverses

PIECE: 1002 **POINT:** 1

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 24.000$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ $50 \cdot 1.35 + 51 \cdot 1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

$h=30.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.00$ cm	$A_y=36.16$ cm ²	$A_z=25.68$ cm ²	$A_x=53.81$ cm ²
$t_w=0.71$ cm	$I_y=8356.11$ cm ⁴	$I_z=603.78$ cm ⁴	$I_x=20.21$ cm ⁴
$t_f=1.07$ cm	$W_{ely}=557.07$ cm ³	$W_{elz}=80.50$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 20.709$ kN	$M_{y,Ed} = -101.462$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.007$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.186$ kN
$N_{c,Rd} = 1264.535$ kN	$M_{y,Ed,max} = -101.462$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -0.030$ kN*m
	$\tau_{u,y,max,Ed} = 0.081$ MPa		
$N_{b,Rd} = 1264.535$ kN	$M_{y,c,Rd} = 130.912$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 18.918$ kN*m	$V_{z,Ed} = 28.362$ kN
			$\tau_{u,z,max,Ed} = 14.966$ MPa
	$M_{b,Rd} = 130.912$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.055$ kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 116447.495$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,low} = 0.200$ m	$Lam_{LT} = 0.03$	$f_{i,LT} = 0.46$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 24.199$ m	$Lam_y = 0.02$	$L_z = 24.199$ m	$Lam_z = 0.06$
$L_{cr,y} = 0.200$ m	$X_y = 1.00$	$L_{cr,z} = 0.200$ m	$X_z = 1.00$
$Lam_y = 1.60$	$k_{yy} = 1.00$	$Lam_z = 5.97$	$k_{zz} = 1.24$

FORMULES DE VERIFICATION:*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.79 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 1.60 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 5.97 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max} / M_{b,Rd} = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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 Pannes

PIECE: 55 **POINT:** 2

COORDONNEE: $x = 0.63 L = 3.750 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ 50*1.35 + 51*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.000 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

h=14.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.30 cm	Ay=11.16 cm ²	Az=7.65 cm ²	Ax=16.43 cm ²
tw=0.47 cm	Iy=541.22 cm ⁴	Iz=44.92 cm ⁴	Ix=2.46 cm ⁴
tf=0.69 cm	Wely=77.32 cm ³	Welz=12.31 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 16.803 kN	My,Ed = 1.479 kN*m	Mz,Ed = 0.290 kN*m	Vy,Ed = 0.009 kN
Nc,Rd = 386.105 kN	My,Ed,max = 6.398 kN*m	Mz,Ed,max = 0.290 kN*m	Tau,y,max,Ed = 0.013 MPa
Nb,Rd = 85.992 kN	My,c,Rd = 18.170 kN*m	Mz,c,Rd = 2.892 kN*m	Vz,Ed = 0.273 kN
			Tau,z,max,Ed = 0.472 MPa
	Mb,Rd = 15.447 kN*m		Tt,Ed = -0.022 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 40.873 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.81
Lcr,upp=3.000 m	Lam_LT = 0.67	fi,LT = 0.80	XLT,mod = 0.85

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly = 6.000 m	Lam_y = 0.56	Lz = 6.000 m	Lam_z = 1.93
Lcr,y = 3.000 m	Xy = 0.91	Lcr,z = 3.000 m	Xz = 0.22
Lamy = 52.27	kzy = 0.97	Lamz = 181.43	kzz = 1.15

FORMULES DE VERIFICATION:*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 52.27 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 181.43 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max} / M_{b,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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: 5 Palees_stabilite

PIECE: 124

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ 50*1.35 + 51*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.000$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: DCEC 60x6x12**

h=13.20 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.20 cm	Ay=7.92 cm ²	Az=7.92 cm ²	Ax=13.82 cm ²
tw=0.60 cm	Iy=118.00 cm ⁴	Iz=118.00 cm ⁴	Ix=1.64 cm ⁴
tf=0.60 cm	Wely=17.88 cm ³	Welz=17.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 5.272 kN

Nc,Rd = 324.770 kN

Nb,Rd = 57.967 kN

Classe de la section = 3

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

en y:

Ly = 6.000 m	Lam_y = 2.19
Lcr,y = 6.000 m	Xy = 0.18
Lamy = 205.34	



en z:

Lz = 6.000 m	Lam_z = 2.19
Lcr,z = 6.000 m	Xz = 0.18
Lamz = 205.34	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 205.34 < \Lambda_{\max} = 210.00$

$\Lambda_{z} = 205.34 < \Lambda_{\max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.3.1.1.(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: 6 Contrevent_rampant

PIECE: 147

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.000 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ 50*1.35 + 51*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.000$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: DCEC 80x8x7**

h=16.70 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.70 cm	Ay=13.36 cm ²	Az=13.36 cm ²	Ax=24.54 cm ²
tw=0.80 cm	Iy=312.00 cm ⁴	Iz=312.00 cm ⁴	Ix=5.19 cm ⁴
tf=0.80 cm	Wely=37.37 cm ³	Welz=37.37 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 28.792 kN

Nc,Rd = 576.690 kN

Nb,Rd = 107.274 kN

Classe de la section = 3

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

en y:

Ly = 7.156 m Lam_y = 2.14

Lcr,y = 7.156 m Xy = 0.19

Lamy = 200.69



en z:

Lz = 7.156 m Lam_z = 2.14

Lcr,z = 7.156 m Xz = 0.19

Lamz = 200.69

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 200.69 < \Lambda_{\max} = 210.00$

$\Lambda_{z} = 200.69 < \Lambda_{\max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.27 < 1.00$ (6.3.1.1.(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: 7 Potelets

PIECE: 157 POINT: 5

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 7.400$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ 50*1.35 + 51*1.50

MATERIAU: ACIER $f_y = 235.000$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 160

$h=15.20$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.00$ cm	$A_y=32.53$ cm ²	$A_z=13.21$ cm ²	$A_x=38.77$ cm ²
$tw=0.60$ cm	$I_y=1672.98$ cm ⁴	$I_z=615.57$ cm ⁴	$I_x=12.25$ cm ⁴
$tf=0.90$ cm	$W_{ely}=220.13$ cm ³	$W_{elz}=76.95$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 28.767$ kN	$M_{y,Ed} = -1.150$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.000$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 911.095$ kN	$M_{y,Ed,max} = -1.150$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = -0.000$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 164.665$ kN	$M_{y,c,Rd} = 51.730$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 18.082$ kN*m	$V_{z,Ed} = -0.147$ kN
			$\tau_{u,z,max,Ed} = -0.177$ MPa
	$M_{b,Rd} = 47.014$ kN*m		

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 83.554$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.80$
$L_{cr,low}=7.848$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.79$	$\eta_{i,LT} = 0.87$	$X_{LT,mod} = 0.91$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.848$ m	$\lambda_{m_y} = 1.27$
$L_{cr,y} = 7.848$ m	$\chi_y = 0.44$
$\lambda_{my} = 119.47$	$\chi_{zy} = 0.82$



en z:

$L_z = 7.848$ m	$\lambda_{m_z} = 2.10$
$L_{cr,z} = 7.848$ m	$\chi_z = 0.18$
$\lambda_{mz} = 196.96$	$\chi_{zz} = 0.79$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3\tau_{z,max,Ed}^2}/(f_y/gM_0) = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$\tau_{z,max,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(4))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 119.47 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 196.96 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

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: 8 Poutre_faîtage

PIECE: 68 **POINT:** 3

COORDONNEE: $x = 0.50$ $L = 3.000$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 ELU /1/ 50*1.35 + 51*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.000$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270**

$h=27.00$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=13.50$ cm	$A_y=31.46$ cm ²	$A_z=22.14$ cm ²	$A_x=45.95$ cm ²
$tw=0.66$ cm	$I_y=5789.78$ cm ⁴	$I_z=419.87$ cm ⁴	$I_x=16.02$ cm ⁴
$tf=1.02$ cm	$W_{ely}=428.87$ cm ³	$W_{elz}=62.20$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 47.106$ kN	$M_{y,Ed} = 0.385$ kN*m
$N_{c,Rd} = 1079.825$ kN	$M_{y,Ed,max} = 0.385$ kN*m
$N_{b,Rd} = 204.899$ kN	$M_{y,c,Rd} = 100.785$ kN*m
	$M_{b,Rd} = 77.945$ kN*m

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 164.837$ kN*m	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.75$
$L_{cr,upp}=6.000$ m	$Lam_{LT} = 0.78$	$\phi_{i,LT} = 0.90$	$X_{LT,mod} = 0.77$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y = 6.000$ m	$Lam_y = 0.57$
$L_{cr,y} = 6.000$ m	$X_y = 0.90$
$Lam_y = 53.45$	$k_{yy} = 1.14$



en z:

$L_z = 6.000$ m	$Lam_z = 2.11$
$L_{cr,z} = 6.000$ m	$X_z = 0.19$
$Lam_z = 198.49$	$k_{zz} = 0.95$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 53.45 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 198.49 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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 :

Cette méthode d'assemblage a été le premier mis en oeuvre de manière généralisée par la construction métallique, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnés.

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 par leurs 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)**

$$\gamma_{Mb} \begin{cases} 1.25 \text{ Boulon sollicité en cisaillement} \\ 1.5 \text{ Boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

- **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.

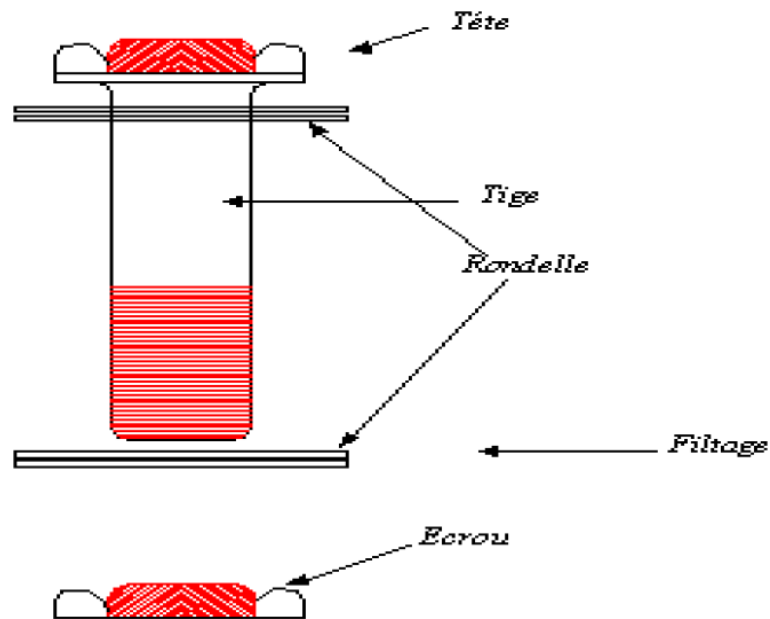


Figure VI.1. Les composants d'un boulon.

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 réparation 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) $\angle L 60 \times 60 \times 6$ avec le poteau

Disposition des boulons 6

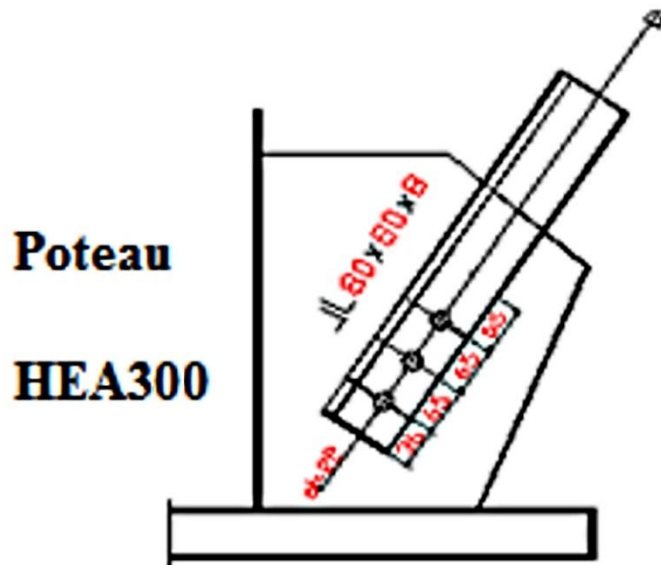


Figure VI.2. L'attache de diagonale.

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2d_0 = 26,4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_1 = 36\text{mm} \\ p_1 \geq 2,2d_0 = 48,4 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } p_1 = 65\text{mm} \\ e_2 \geq 1,5d_0 = 33 \text{ mm} \rightarrow \text{soit: } e_2 = 38\text{mm} \end{cases} \quad ; \text{ Avec : } d_0 = d + 2 = 22 \text{ mm (tableau 6.1 EC 3)}$$

Tableau VI. 2. 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 : $F_{V,Rd} = 0,6 \cdot n \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$

$$F_{V,Rd} = 0,6 \times 2 \times 3 \times 100 \times \frac{245}{1,25} = 70,524 \text{ KN}$$

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), $t = 6 \text{ mm}$.

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] = \min \left[\frac{36}{66} ; \frac{65}{66} - \frac{1}{4} ; \frac{1000}{360} ; 1 \right] = \min [0.54 ; 0.73 ; 2.7 ; 1] = 0.54$$

$$F_B = 2,5 \times 0,54 \times 36 \times 20 \times \frac{6}{1,25} = 46,656 \text{ KN}$$

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.

▪ **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 **∟L 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) :

$$V_{sd} = \frac{G \times L}{2} = \frac{36,3 \times 5}{2} = 90,75 \text{ daN}$$

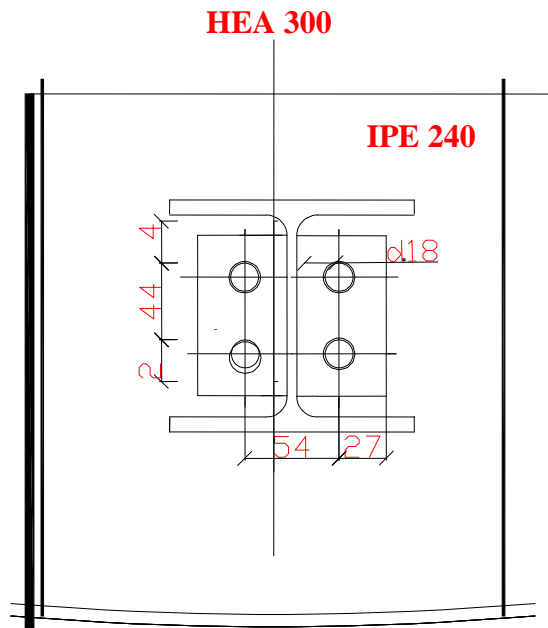


Figure VI.3. Assemblage poteau – sablière

$$F_{v.sd}^1 = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{90,75}{4} = 22,687 \text{ daN}$$

$$F_{v.sd}^2 = \left(\frac{V_{sd}/2}{P_1} \right) \times e = \left(\frac{90,75/2}{65} \right) \times 36 = 25,130 \text{ daN}$$

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 P1. 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 fileté 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 :

$$F_{v.sd} = 33,55 \text{ daN} \leq F_{b.Rd} = 2357,294 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

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.7.1 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 .

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 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 = $0.7 \times f_{ub} \times A_s$ kN par boulon... (Euro-code 3 chap. 6.5.8.3)

FP = 247.10 KN

Soit : FP = $n \cdot FP = 2 \times 247.10 = 494.2 \text{ KN}$ par rangée.

VI.8.2. Détermination des Efforts dans les Boulons

$$N_i = \frac{M_i \cdot d_i}{\sum d_i^2} \quad n = 2$$

$d_1 = 720 \text{ mm} \Rightarrow N_1 = 185,06 \text{ kN} < n \cdot F_p = 494,20 \text{ kN}$

$d_2 = 600 \text{ mm} \Rightarrow N_2 = 154,21 \text{ kN} < n \cdot F_p = 494,20 \text{ kN}$

$d_3 = 480 \text{ mm} \Rightarrow N_3 = 123,37 \text{ kN} < n \cdot F_p = 494,20 \text{ kN}$

$d_4 = 360 \text{ mm} \Rightarrow N_4 = 92,53 \text{ kN} < n \cdot F_p = 494,20 \text{ kN}$

$d_5 = 240 \text{ mm} \Rightarrow N_5 = 64,20 \text{ kN} < n \cdot F_p = 494,20 \text{ kN}$

$d_6 = 120 \text{ mm} \Rightarrow N_6 = 61,68 \text{ kN} < n \cdot F_p = 494,20 \text{ kN}$

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 : $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \cdot t_{wc} \cdot \frac{B_{eff}}{\gamma_{M0}} = 194,4090 \text{ kN}$$

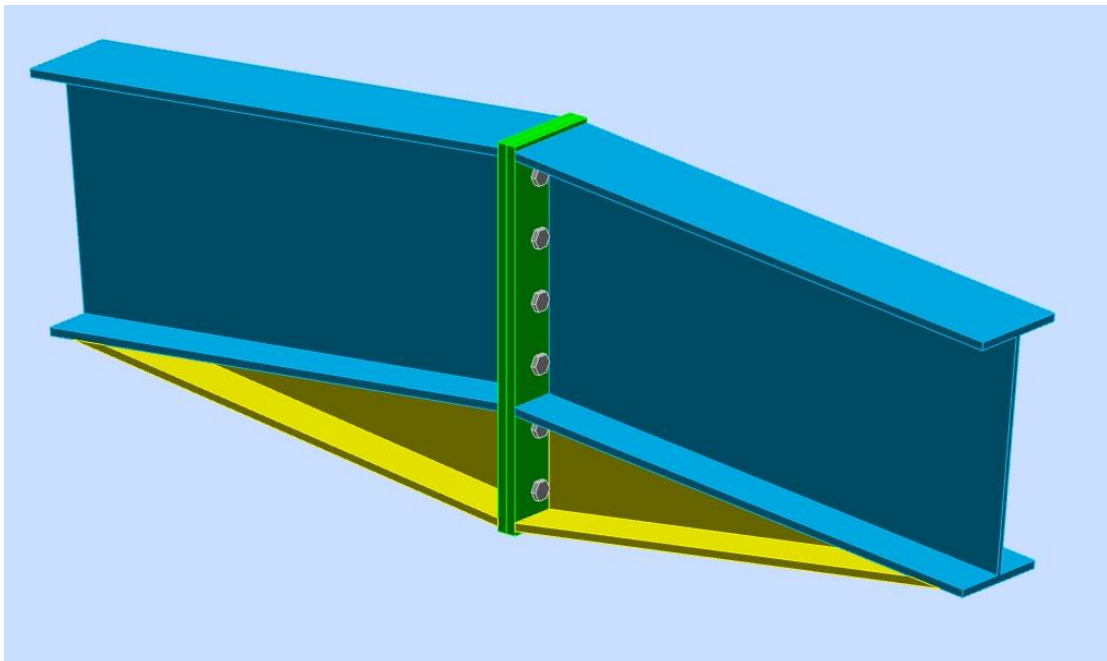
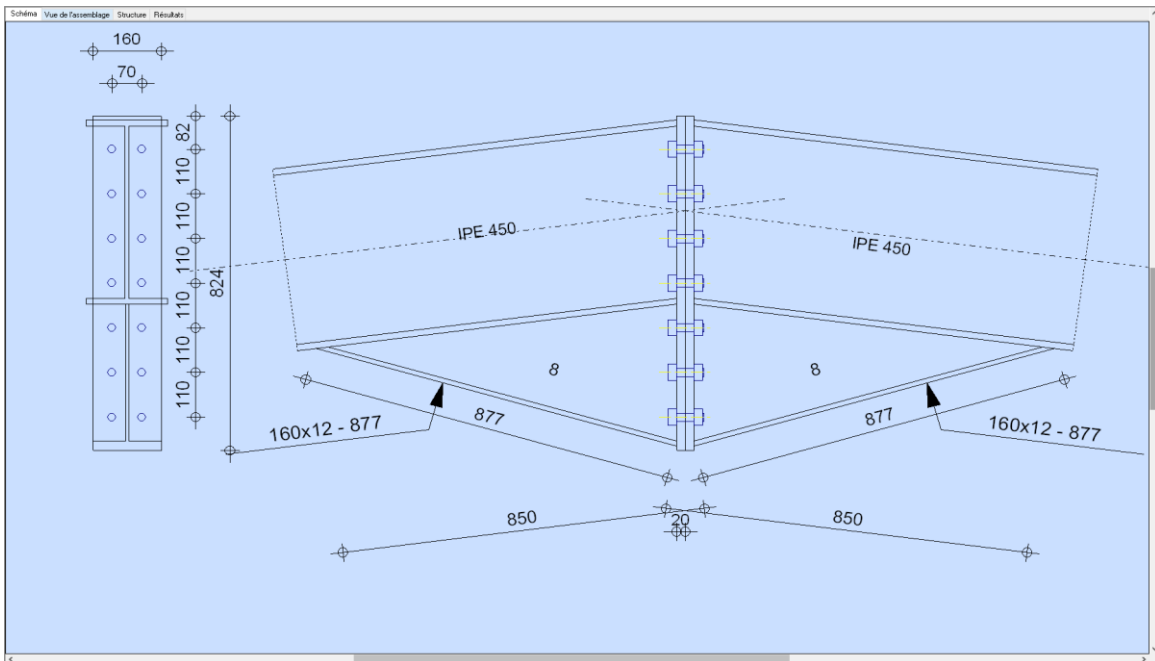
$$F_v = \frac{M}{(h_{poteau} - t_{f.poteau})} = 31,217 \text{ kN} < F_t = 194,409 \text{ kN}$$

⇒ 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



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'appellent 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 effectué que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (pour notre cas la contrainte admissible du sol = 0,2MPa)

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

$$* G+Q \begin{cases} N_1 = 102,49\text{kN} & ; \quad N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1 = 50,856\text{kN} \end{cases}$$

$$*1,35G + 1,5Q \begin{cases} N_2 = 142,45\text{kN} & ; \quad N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2 = 70,863\text{kN} \end{cases}$$

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 $A = B = 1,5\text{m}$

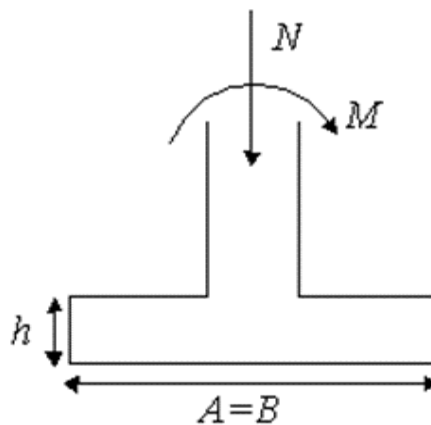
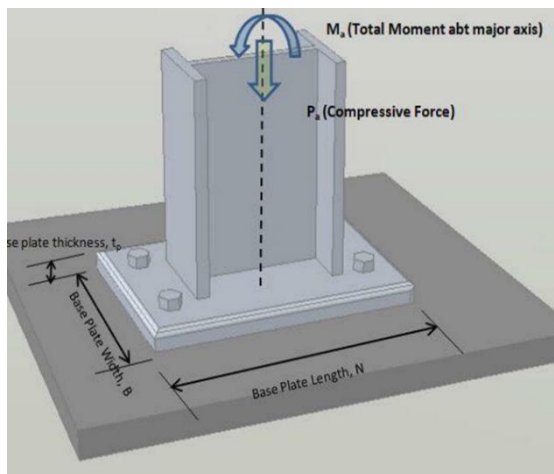


Figure VII.1. Sollicitations de fondation

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 $\Rightarrow A \geq 6 e_1$; tel que e_1 : excentricité

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{50,856}{102,49} = 0,49 \text{ m}$$

$$6e_1 = 6 \times 0,49 = 2,97 \text{ m}$$

$A > 6e_1$ 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



Figure VII.2. Contraintes de sol

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_2}{S} \left(1 \pm \frac{6e_2}{A} \right)$$

$$e_2 = \frac{M}{N} = \frac{70,863}{142,45} = 0,49$$

$$S = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{142,45}{2,25} \left(1 + 6 \frac{0,49}{1,5} \right) = 189,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{142,45}{2,25} \left(1 - 6 \frac{0,49}{1,5} \right) = -60,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3B(A - 2e)} = \frac{4 \times 102,49}{3 \times 1,5(1,5 - 2 \times 0,49)} = 175,19 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{ad}$$

$$L_1 = \frac{3}{5} \cdot B$$

Avec :
$$\begin{cases} \frac{189,93}{L_1} = \frac{-60,77}{L_2} \\ L_1 + L_2 = 1,5 \end{cases}$$

$$189,93 \times L_1 = 60,77 L_2 \rightarrow L_1 = 3,21 \times L_2 \rightarrow 4,12 \times L_2 = 1,50$$

$$\rightarrow L_2 = 0,36 \quad \text{et} \quad L_1 = 1,13$$

$$1,13 > \frac{3}{5} \times B = 0,90 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

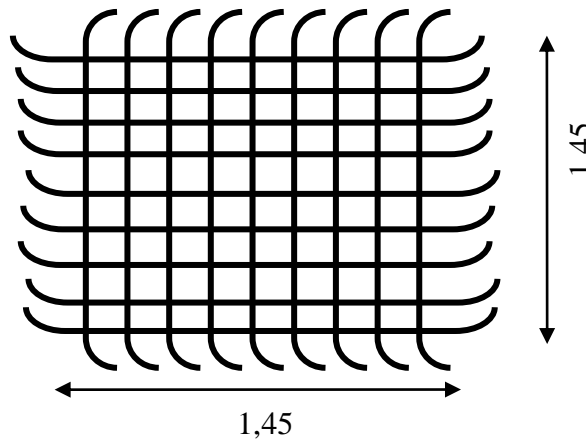


Figure VII.3. Vue en plan d'un croqué de ferrailage de la semelle

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

$$A_s \geq 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{35 \times 150 \times 2,4}{400} = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$10\text{HA}14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

VII.3.7 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 $St = 15 \text{ cm}$

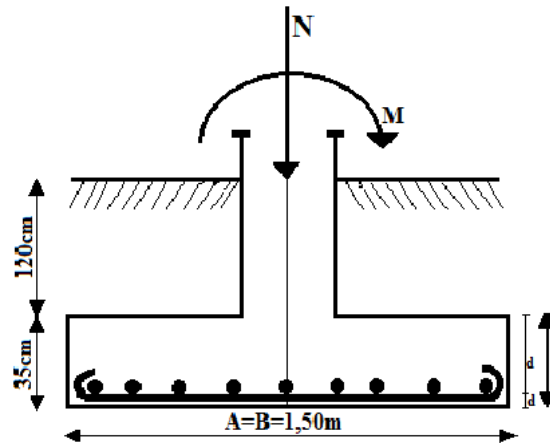


Figure VII.4. Vue en face de ferrailage de la semelle

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude et une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, 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 à appliqué les différents nouveaux règlements, tel que : (EUROCODE 03, 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. 3^{ème} 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.
- ✓ **Jean MOREL** : Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. 3^{ème} Edition, Edition EYROLES 1997, France.

Mémoire :

- ✓ Etude d'un hangar de stockage en charpente métallique, mémoire réalisé par **Benhaouache A. et Bettahar Z.**, Départ. G.C., Université de Tiaret 2020.
- ✓ Etude d'une salle de sport en charpente métallique, mémoire réalisé par **AMAL Amine** Départ. G.C., Université de Tiaret 2021.

Logiciels :

- ✓ Autodesk Auto CAD 2018
- ✓ Autodesk Robot Structural Analysis, Ver 2014.
- ✓ MS Word version 2007 (pre release).