

SYMBOLES UTILISES

G : Charges permanentes

P : Surcharge d'entretien

V_n : Vent normal

V_e : Vent extrême

F_e : Force d'entraînement

Q_x : Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

Q_y : Charge appliquée dans le plan de l'âme

M_x : Moment fléchissant autour de l'axe xx causé par la charge Q_y

M_y : Moment fléchissant autour de l'axe yy causé par la charge Q_x

E : Module d'élasticité longitudinale

σ_e : Contrainte limite d'élasticité

A : Aire de la section transversale

I : Moment d'inertie de flexion

W : Module de résistance de la section

P : Poids Propre

i : Rayon de giration

σ : Contrainte normale

λ : Elancement

f : Flèche

f_{adm} : Flèche admissible

f_{limite} : Flèche limite

φ : Coefficient de réduction de flambement

E_{max} : Effort maximal de compression

l_f : Longueur de flambement

F_v : Réaction du galet de roulement

R_{p_r} : Résistance pratique de rupture

LISTE DES FIGURES

Figure 1:activités principales de PROSTEEL Industries	15
Figure 2: Clients de PROSTEEL	16
Figure 3 : Organigramme général de PROSTEEL	17
Figure 4:Diagramme Gantt du projet de fin d'études	21
Figure 5: schéma statique	27
Figure 6:Nomenclature de la charpente métallique.....	28
Figure 7:coefficient de réduction	31
Figure 8:coefficient γ_0	32
Figure 9:Actions extérieures du vent sur la toiture	34
Figure 10:Actions extérieures dues à un vent normal au long pan	35
Figure 11:Actions extérieures dues à un vent normal au pignon	36
Figure 12:Actions intérieures dans le cas de la surpression pour une construction fermée	38
Figure 13:Actions intérieures dans le cas de la dépression pour une construction fermée	39
Figure 14:Actions intérieures dans le cas d'un vent normal au pignon pour une construction ouverte	41
Figure 15:Actions intérieures dans le cas d'un vent normal au long pan pour une construction ouverte	42
Figure 16:schéma disposition des pannes sur les traverses	45
Figure 17:charge permanente sur une panne	46
Figure 18:surcharge climatique sur une panne	46
Figure 19:surcharge d'entretien	47
Figure 20:disposition d'une charge sur une panne	48
Figure 21:disposition d'une panne sur un versant	49
Figure 22:Disposition des lisses de bardage	50
Figure 23:charge permanente sur la lisse	51
Figure 24:Surcharge climatique sur la lisse	51
Figure 25:position des potelets.....	53
Figure 26:actions sur les contreventements	56
Figure 27:efforts horizontaux	57
Figure 28:effort de traction sur la diagonale	58
Figure 29:palée de stabilité en long pan	59
Figure 30:effort sur la palée de stabilité	59
Figure 31:Modélisation de la charpente sous robot	60
Figure 32:Paramètre de la charge du vent	61
Figure 33:paramètres de calcul pour les poteaux	62
Figure 34:Paramètres de calcul des traverses	63
Figure 35 : Paramètres de calcul des contreventements	63
Figure 36:Paramètres de calcul des pannes	64
Figure 37:Paramètres de calcul des lisses	64
Figure 38:Paramètres de calcul des potelets	65
Figure 39:Les types des assemblages	66
Figure 40:Assemblage poteau-traverse	66

Figure 41:Dessin d'ensemble de l'assemblage.....	67
Figure 42:Assemblage traverse-traverse	67
Figure 43:Dessin d'ensemble de l'assemblage traverse-traverse.....	68
Figure 44:Assemblage pied du poteau	68
Figure 45:Dessin d'ensemble de l'assemblage pied du poteau	69
Figure 46: Actigramme A-0	74
Figure 47:Bête à corne	75
Figure 48:Pieuvre	76
Figure 49:vue 3D pont roulant	80
Figure 50:charges appliquées sur le monorail.....	80
Figure 51:répartition de charges sur l'aile inferieur	80
Figure 52:charges appliquées sur la poutre IPE270	82
Figure 53: effort de sollicitations sur treillis type Warren	84
Figure 54:structure finale du pont roulant.....	90
Figure 55:Rails en méplat	90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:dimensions géométriques de l'atelier.....	23
Tableau 2:Pression dynamique de base.....	30
Tableau 3:coefficient de site	30
Tableau 4:Valeurs du coefficient de réduction	31
Tableau 5:Valeurs du coefficient γ_0	33
Tableau 6:Valeurs de C_e pour les parois verticales	33
Tableau 7:Valeurs des actions extérieures sur les toitures	34
Tableau 8:Valeurs de C_i pour une construction fermée.....	37
Tableau 9:Valeurs de C_i pour une construction ouverte	40
Tableau 10: C_i pour une construction partiellement ouverte	43
Tableau 11:coefficients de pressions résultants	44
Tableau 12:coefficients de pressions résultants plus défavorables	44
Tableau 13: résultats d'optimisation par robot	65
Tableau 14 : métré de la charpente.....	70
Tableau 15:classes d'utilisation des ponts roulants	72
Tableau 16:états de charges.....	72
Tableau 17:valeurs de coefficient de majoration et de flèche de poutre roulement.....	73
Tableau 18:Tri croisé	77
Tableau 19:FAST	78
Tableau 20:Cahier de charge.....	79

LISTE DES EQUATIONS

Équation 1:pression dynamique corrigé du vent	29
Équation 2:action extérieure du vent.....	33
Équation 3:action intérieur du vent pour une construction partiellement ouverte	43
Équation 4:action résultant du vent.....	44
Équation 5:condition de contrainte de flexion déviée	49
Équation 6: condition de vérification du fléchissement	49
Équation 7:condition de contrainte de flexion déviée	52
Équation 8:formule empirique	55
Équation 9:contrainte de flexion	81
Équation 10:flèche (charge repartie avec effort concentré au milieu)	83
Équation 11:résistance maximale de compression.....	88
Équation 12:contrainte de traction	91
Équation 13:couple de serrage du boulon	91
Équation 14:contrainte de torsion	92
Équation 15:contrainte de cisaillement	93

TABLE DES MATIERES

DEDICACE.....	2
REMERCIEMENTS	3
RESUME.....	4
LISTE DES FIGURES.....	7
LISTE DES TABLEAUX.....	8
LISTE DES EQUATIONS.....	8
TABLE DES MATIERES	10
INTRODUCTION GENERALE.....	13
Chapitre 1 : Contexte général du projet	14
Introduction	15
I.Présentation de PROSTEEL Industries	15
1.Organigramme Général de PROSTEEL Industries.....	17
2.Les différents services de PROSTEEL Industries.....	17
II.Cadre du projet	20
1. Objectif du projet :	20
2. Planification du projet :	20
3. Logiciels utilisés:.....	20
III. Conclusion:.....	20
Chapitre 2 : Etude et dimensionnement de la charpente métallique	22
I.Présentation.....	23
1. Implantation	23
2. Les dimensions géométriques	23
3. Règlements utilisés.....	23
II.Généralités sur les charpentes métalliques :	24
Introduction :	24
1.Construction en acier Vs Construction en béton :	24
2.Schémas statiques.....	26
3.Terminologie d'une ossature métallique	28
III.Calcul de l'effet du vent	29
1. Pression dynamique corrigé du vent	29
2. Pression dynamique de base.....	30
3. Effet de site.....	30
4. Effet de masque	31

5.	Effet des dimensions	31
6.	Actions extérieures et intérieures du vent	32
6.1	Rapport de dimensions λ et le coefficient γ_0	32
6.2	Actions extérieures C_e	33
6.3	Actions intérieures C_i	36
6.4	Actions résultantes	44
IV.	Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature	45
1.	Calcul des pannes	45
1.1	Détermination des sollicitations :.....	46
1.3	Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	48
2.	Calcul des lisses de bardages	50
2.1	Détermination des sollicitations :.....	51
2.2	Evaluation des charges et surcharges :.....	51
2.3	Dimensionnement :	51
2.4	Vérification de la lisse à la résistance :	52
3.	Calcul des potelets.....	53
3.1	Détermination des sollicitations :.....	54
3.2	Evaluation des charges et surcharges :.....	54
3.3	Dimensionnement du potelet :	54
3.4	Vérification des contraintes :	54
4.	Calcul des contreventements.....	56
4.1	Les différents types de contreventements :.....	56
4.2	Calcul Force horizontale d'entraînement.....	57
4.3	Evaluation des efforts horizontaux :	57
4.4	Effort de traction dans les diagonales :	58
4.5	Effort de traction dans la diagonale tendue :	59
V.	Modélisation de la structure sous Robot :	60
1.	Modélisation de la structure	60
1.1	Dessin de la charpente	60
1.2	Cas de charges :	61
1.3	Définition des appuis	61
1.4	Combinaisons d'action :	61
2.	Dimensionnement des pièces	62
3.	Optimisation	65

VI. Conception et calcul des assemblages	66
1. Assemblage Poteau-Traverse	66
2. Assemblage Traverse-Traverse :	67
3. Assemblage du pied du poteau :	68
4. Conclusion.....	69
VII. Le métré de la charpente.....	66
Chapitre 3 : Etude et dimensionnement du pont Roulant.....	71
I. Introduction.....	72
1- Définition de pont roulant :	72
2- Classement des ponts roulant ressortant des recommandations du CTICM	72
II. Analyse fonctionnelle :	73
1. Introduction :	73
2. Modélisation des systèmes :	74
3. Analyse de système :	74
III. Expression fonctionnelle de besoin :	75
1. Définition d'une fonction :	76
2. Recherche de milieux extérieurs :	76
3. L'outil Pieuvre :	76
4. Hiérarchisation des fonctions de service :	77
5. FAST:	78
6. Rédaction de cahier de charges :	78
IV. Calcul mécanique.....	80
1. Dimensionnement de poutre monorail	80
2. Calcul de fléchissement de la poutre IPE 270	82
3. Calcul de résistance des treillis	83
3.1 Introduction.....	83
3.2 Calculs.....	84
3.3 Dimensionnement du treillis :	87
5. Les rails	90
Conclusion générale	95
Bibliographie.....	95
Annexes.....	95

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Conception mécanique et Innovation à la Faculté des sciences et Techniques de Fès, nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE) en entreprise. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle. C'est un travail personnel mais également un travail d'équipe qui doit répondre aux besoins et aux exigences d'une entreprise. Il est à la fois d'ordre scientifique, technique, mais aussi humain, administratif et financier. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

L'entreprise qui m'a accueilli pour mon projet de fin d'études, se nomme PROSTEEL Industries C'est une entreprise spécialiste dans la charpente et chaudronnerie métallique implantée à Casablanca.

La charpente métallique, domaine dans lequel j'ai été formé initialement est la branche dans laquelle je souhaite évoluer dans ma future vie professionnelle, c'est pourquoi faire mon PFE chez PROSTEEL Industries, ces ingénieurs fort de 20 ans d'expérience dans le domaine de la construction en acier, fût une véritable opportunité.

Mon PFE avait pour objet la réalisation de la charpente métallique et un pont roulant de PROSTEEL Industries. Ma mission était de concevoir et dimensionner les éléments de charpente et de pont roulant avec les règles actuellement en vigueur au sein de l'entreprise.

Ce rapport se compose de trois parties majeures. Dans un premier temps, nous ferons une rapide présentation de l'entreprise, son organisation et de sa politique interne. Ensuite, nous ferons une généralité sur les charpentes métalliques avant d'entrer plus en détail dans la conception et le dimensionnement des éléments de charpente. Et nous terminerons avec l'étude et dimensionnement du pont roulant.

Chapitre 1 : Contexte général du projet

Dans ce chapitre, nous présenterons le contexte général du projet qui sera décliné en deux parties : la première présentera la société d'accueil, et la seconde décrira le contexte et l'objectif attendu du projet ainsi que la planification du projet.

Introduction

Mon projet de fin d'études se déroule au sein de la société PROSTEEL Industries. Je propose dans ce chapitre de faire une brève présentation de l'entreprise. J'ai commencera par donner une idée sur la société, ensuite on décrira les diverses sections et l'objectif attendu du projet.

I. Présentation de PROSTEEL Industries

PROSTEEL Industries est une entreprise marocaine créée par un groupe d'ingénieurs ayant une expérience de plus de 20 ans.

Ces activités principales sont :

- études et évaluation de projets,
- Génie civil
- chaudronnerie,
- charpente métallique,
- tuyauterie industrielle,
- travaux de montage mécanique,
- Maintenance et entretien mécanique.

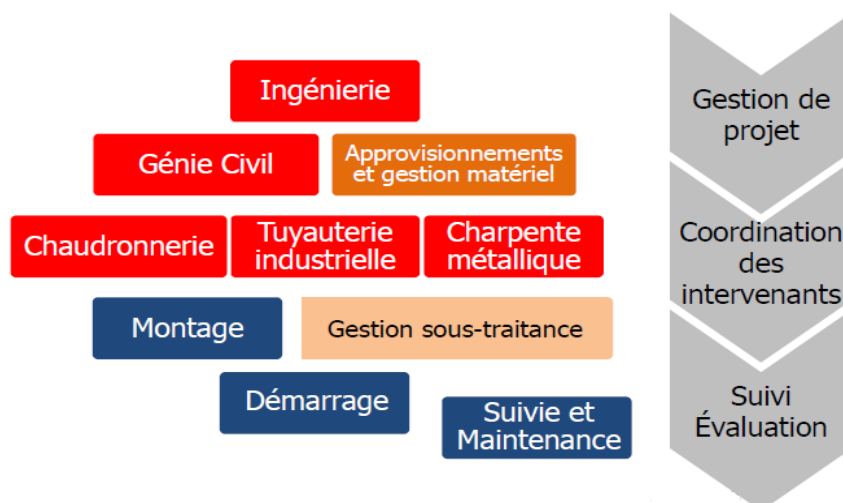


Figure 1 : activités principales de PROSTEEL Industries

Sur le marché de chaudronnerie, charpente métallique et génie civil, PROSTEEL Industries figure parmi les leaders au niveau national. Grâce au niveau de qualité/ Prix qu'elle offre. Elle compte, parmi ses clients, des sociétés de réputation, telles que : Groupe Office Chérifien de Phosphate (OCP), HOLCIM, LAFARGE, KAWASAKI, ONCF, JACOBS, LESIEUR CRISTAL, COSUMAR, AKWA GROUP, SHELL, PETROCI, AFRIQUIA GAZ, ITALCEMENTE GROUP, SAMSUNG, TOTAL MAROC, CENTRALE LAITIERE,...



Figure 2 : Clients de PROSTEEL

1. Organigramme Général de PROSTEEL Industries

La dimension organisationnelle au sein de PROSTEEL Industries se caractérise par un dosage équilibré entre la structure fonctionnelle et celle opérationnelle, ce qui justifie l'existence de plusieurs départements (voir figure).

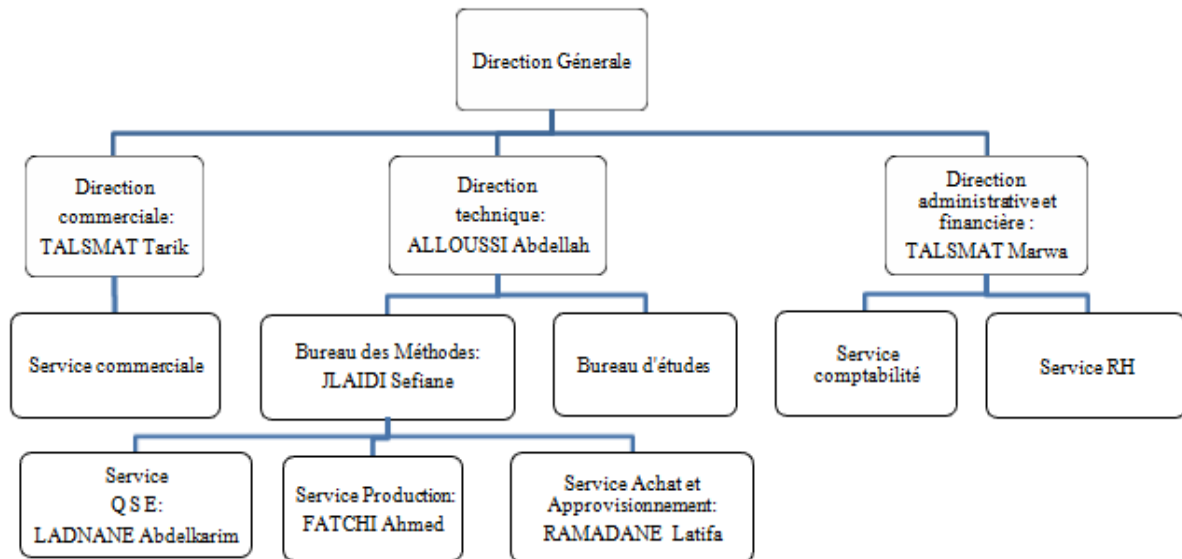


Figure 3 : Organigramme général de PROSTEEL

2. Les différents services de PROSTEEL Industries

2.1 Service d'études :

C'est le cerveau de l'entreprise. Des ingénieurs pointus avec les outils informatiques les plus modernes de CAO –DAO tracent, exécutent, conçoivent, dimensionnent, calculent....

Cette équipe collabore dans la meilleure condition avec les bureaux d'études et les cabinets d'architecture.

Le service d'études opère comme maîtrise d'œuvre de conception et d'exécution à travers les missions suivantes :

- Assistance à la maîtrise d'ouvrage (A.M.O.)
- Bureau d'études techniques (B.E.T.)
- Direction et exécution des travaux (D.E.T.)
- Ordonnancement Pilotage Coordination (O.P.C.)
- Santé Protection Sécurité (S.P.S.)

PROSTEEL doit son incontestable développement à la compétence et au sérieux de son équipe qui se compose :

- D'ingénieurs spécialisés et expérimentés dans les domaines suivants : structure métallique, génie civil, structure béton armé, structure bois, tous corps d'état, fluides (climatisation, électricité, plomberie...).
- D'une équipe volontaire, dynamique et reconnue dans la coordination et le pilotage des travaux.
- De coordonnateurs SPS certifiés et suivant une formation continue conformément à la législation en vigueur.

De plus, les directeurs de projet, chargés d'affaires et les techniciens sont les garants de la réalisation d'ouvrages respectant la qualité, les délais et les normes en vigueur.

2.2 Service des méthodes :

Le service des méthodes est l'interface entre la ligne de production et le bureau d'étude. Il est chargé de concevoir et de fournir les outils utiles à la production afin d'améliorer la productivité globale de l'entreprise, d'améliorer les conditions de travail et de fournir les outils d'analyse nécessaires aux études de coûts standard, c'est-à-dire :

- vérifier, avec le bureau d'étude, la faisabilité et la fabricabilité d'un produit ;
- de mettre en œuvre les moyens de production nécessaires (machines, opérateurs, matériels et équipements, ...) ;
- définir les temps nécessaires à la production ;
- définir les coûts de production ;
- optimiser les temps/coûts de production.

Ce service est en relation directe avec :

- le bureau d'étude ;
- la production ;
- les achats ;
- les commerciaux ;
- la logistique.

2.3 Service des Achats

La fonction principale du service Achats est le lancement des consultations auprès des fournisseurs pour répondre au besoin de la production en quantité, prix, qualité et délais.

Ce service est attaché toujours aux magasins dans l'objectif de faire le pilotage des stocks en ce qui concerne le suivi, la tenue, la gestion et l'analyse des stocks

2.4 Service Administratif et Financier

Le service administratif et financier peut donner maintenant une estimation relative du coût de production du projet, ce qu'on appelle un dossier de devis industriel. Ce dossier décrit le coût global du projet. Une fois ce dernier est accepté par le client, le BM peut commencer à préparer le dossier de projet.

Deux fonctions principales pour ce service :

Facturation : Le travail de la préparation des factures consiste à importer les données qui sont déjà saisies au niveau des devis auxquelles il faut ajouter les montants et imputer un numéro de comptes comptables donné par le responsable.

Ressources Humaines : La gestion des ressources humaines et le recrutement du personnel se fait comme suit :

- ✓ Embauche des CDD selon le besoin des ateliers ;
- ✓ Recours à l'ANAPEC pour l'embauche des techniciens ;
- ✓ Embauche des cadres par la direction ;

2.5 Service Production :

a. Section débitage

C'est la première section dans la chaîne de production dont la matière première est fournir des pièces débités précisément en se basant sur un plan dessiné par les ingénieurs du bureau d'études.

b. Section presse

Après qu'elle soit débité les pièces non fini passe de la section débitage à la section presse où elle se fait la finition des pièces complexe qui demande dans leur fabrication des trous, des encoches ou une forme quelconque ; cette section contient des machines automatiques et d'autres manuelles.

c. Section assemblage

Les principales fonctions de cette section sont l'assemblage de différentes pièces par un assemblage permanent ou autre non permanent.

d. Section Contrôle

Les opérations de contrôle consistent à des retouches dont certains sont fixées par les normes de la qualité. Il s'agit de contrôler les soudures par la magnétoscopie pour que l'assemblage ne contienne aucun défaut.

e. Section Sablage et peinture

La section assure le sablage et la peinture des pièces fabriquées, les opérateurs de cette section utilisent quotidiennement des produits chimiques présentant à long terme un danger réel pour leur santé ce qui nécessite l'utilisation des moyens de protection nécessaires.

II. Cadre du projet

1. Objectif du projet :

Les objectifs escomptés pour ce projet sont :

- Dimensionnement d'un atelier en charpente métallique.
- Etude et conception d'un pont roulant.
- Elaboration d'un dossier de construction.

2. Planification du projet

Le projet a été réalisé en plusieurs étapes, une partie du travail était consacré à la documentation et à la recherche, une autre à la prise en connaissance du projet pour se familiariser avec son environnement. Ensuite attaquer le cœur du projet pour dimensionner les éléments de la structure métallique.

Ci-dessous le diagramme de GANTT représentant la planification initiale de déroulement du projet.

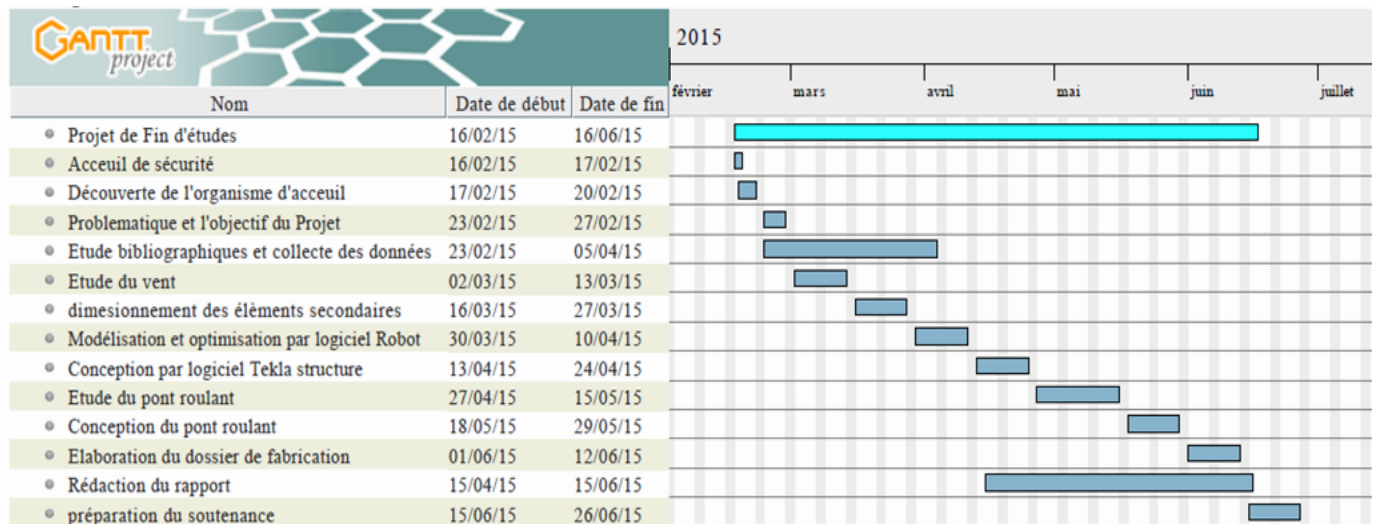


Figure 4 : Diagramme Gantt du projet de fin d'études

3. Logiciels utilisés :

- Robot structural Analysis 2014 : pour la vérification, dimensionnement et optimisation.
- TEKLA Structures (Tekla.15) : pour les croquis d'assemblage et de débitage.

III. Conclusion :

Après avoir présenté l'organisme d'accueil, les différents services de PROSTEEL Industries et la planification du projet, on va décrire dans le chapitre suivant, l'étude et dimensionnement de l'atelier.

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement de la charpente métallique

L'objectif du présent chapitre est le dimensionnement d'un atelier industriel en charpente métallique, en mettant l'accent sur ses différentes composantes.

I. Présentation

Mon travail consiste à l'étude et le dimensionnement d'un atelier de charpente qui est une structure en acier qui fait partie du projet de PROSTEEL industries, situé à El Jadida.

La structure est 17 m de large et 42 m de long avec une distance entre les poteaux de 6m pour un total de 8 portiques.

Le cahier des charges de cette structure présente les données suivantes :

1. Implantation

Cette structure est implantée dans la région d'El Jadida, qui est définie dans les règlements marocains : vent zone I (voir annxe1)

2. Les dimensions géométriques

Hauteur total	H=7
Longueur	L=42m
Largeur	l=17m
Hauteur du poteau (pont roulant)	$h_r=4$ m
Hauteur total des poteaux	$h=6$
Distance entre portique	D=6m
Toiture a multi versant de pente 'α'	$\alpha = 6,7^\circ$ on prend $\alpha = 7^\circ$

Tableau 1:dimensions géométriques de l'atelier

3. Règlements utilisés

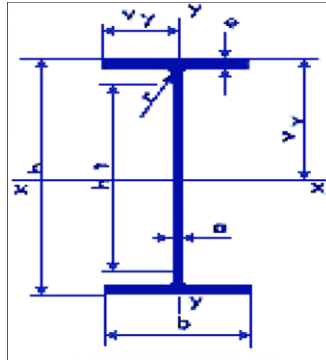
Au Maroc, les règles CM66, pour ce qui concerne le calcul des sollicitations et la vérification de la stabilité (flambement, déversement et voilement), et NV65 pour ce qui concerne le calcul de l'effet du vent et de la neige sur la structure, sont encore utilisées.

Par contre, en France, comme tous les pays d'Europe, sont passés aux règles européennes : Eurocodes ;

- Eurocode 1 : pour le calcul des effets du vent et de la neige.
- Eurocode 3 : pour le calcul des structures métalliques

a. Système de repérage dans CM66

Le système utilisé est un système d'axes de coordonnées cartésiennes, liées à la section, dont l'origine passe par le centre de gravité de la section comme le montre la figure ci-dessous :



Avec :

- L'axe des x est l'axe de plus forte inertie.
- L'axe des y est l'axe de plus faible inertie.
- L'axe des z est l'axe longitudinal perpendiculaire à la section.

II. Généralités sur les charpentes métalliques :

Introduction :

Une construction à charpente métallique permet un gain financier d'environ 10% par rapport à une construction béton ou bois. Cette économie importante est liée en grande partie au mode de fabrication d'une structure acier. D'abord puisque tout est préparé en atelier, sur le chantier seul l'assemblage est à mettre en œuvre. Et aussi le poids réduit de la structure entraîne des économies logistiques d'une part, et d'autre part sur l'épaisseur des fondations qui peuvent être sensiblement réduites.

Sur le long terme, ce type de construction est rentable. Grâce à une isolation extérieure optimale et à l'inertie thermique de ces constructions, les frais de chauffage sont réduits. Quant aux frais d'entretien, ils sont quasi inexistant.

1. Construction en acier Vs Construction en béton :

Comparant aux structures en béton, armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et certains inconvénients.

a. Principaux avantages :

- Industrialisation totale : il est possible de préfabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site, par boulonnage, est d'une grande simplicité.
- Transport aisé, en raison du poids peu élevé, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.

- Résistance mécanique : La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- La tenue aux séismes est bonne, du fait de la ductilité de l'acier, qui résiste grâce à la formation de rotules plastiques et grâce du fait que la résistance en traction de l'acier est équivalente à sa résistance en compression, ce qui lui permet de reprendre des inversions de moments imprévues.
- Modifications (transformations, adaptations...) sont aisément réalisables.
- Possibilités architecturales, beaucoup plus étendues qu'en béton.

b. Principaux inconvénients :

- Résistance en compression moindre que le béton.
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils.
- Mauvaise tenue au feu, exigeant des mesures de protection coûteuses.
- Nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion, pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

c. Les dangers de la construction métallique

En comparaison avec des constructions en béton armé ou précontraint, les constructions métalliques exigent une attention toute particulière soit portée sur certains points, soient :

- Les assemblages (boulonnages, soudages), afin de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la rupture de l'ouvrage par effondrement.
- Les phénomènes d'instabilité élastique amplifient considérablement les contraintes dans les pièces et qui sont particulièrement redoutables en construction métallique, du fait de l'utilisation de pièces de faible épaisseur et de grand élancement. Ces phénomènes sont :
 - ✓ *Le flambement*, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion) ;
 - ✓ *Le déversement*, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies ;
 - ✓ *Le voilement*, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

2. Schémas statiques

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composés de fermes (ou traverses), qui supportent les pannes, et des poteaux, qui supportent traverses.

Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- De leur portée,
- Du schéma statique retenu pour la structure (qui dépend de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements secondaires, etc....),
- Des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

Les portiques peuvent être constitués :

- Soit de profils à inertie constante (IPE, HEA...),
- Soit comporter des renforts au niveau des moments maximaux : jarrets aux appuis sur poteaux et clés de faitage en milieu de travée,
- Soit de profils à inertie variable, reconstitués soudés (PRS).

Les premiers sont les plus utilisés ; cependant pour les grandes portées, les PRS à inertie variable permettent d'ajuster la section aux sollicitations et donc de gagner du poids et donc du prix.

Schéma statique des structures portiques : On peut les regrouper en deux catégories : ceux à pieds de poteaux articulés et ceux à pieds de poteaux encastres. Il faut bien se rendre compte que plus les structures sont de degrés d'hyperstaticité élevé, plus elles sont stables, rigides et indéformables, mais plus leur coût est élevé (matière et main d'œuvre, tant à l'atelier qu'au chantier).


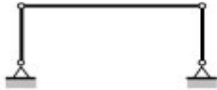




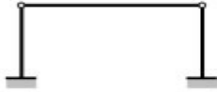


Pied de montant	Système statique (exemples)	Degré d'hyperstaticité	Type de cadre
Articulé 		-1	Instable (mécanisme)
		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
Encastré 		0	Isostatique
		+1	Hyperstatique
		+2	Hyperstatique
		+3	Hyperstatique

Figure 5: schéma statique

3. Terminologie d'une ossature métallique

La figure donne les principaux termes utilisés pour les charpentes et les bardages métalliques.

1	Poteau (HEA ou IPE)
2	Traverse (HEA ou IPE)
3	Lisse filante
4	Baïonnette
5	Diagonale de versant
6	Panne (IPN ou IPE)
7	Chêneau en tôle pliée
8	Faitière métallique
9	Couvertine métallique
10	Gouttière 1/2 ronde
11	Châssis vitré
12	Bardage métallique à ondes verticales
13	Lisse de bardage
14	Croix de Saint-André
15	Potelet de pignon (HEA ou IPE)
16	Jarret

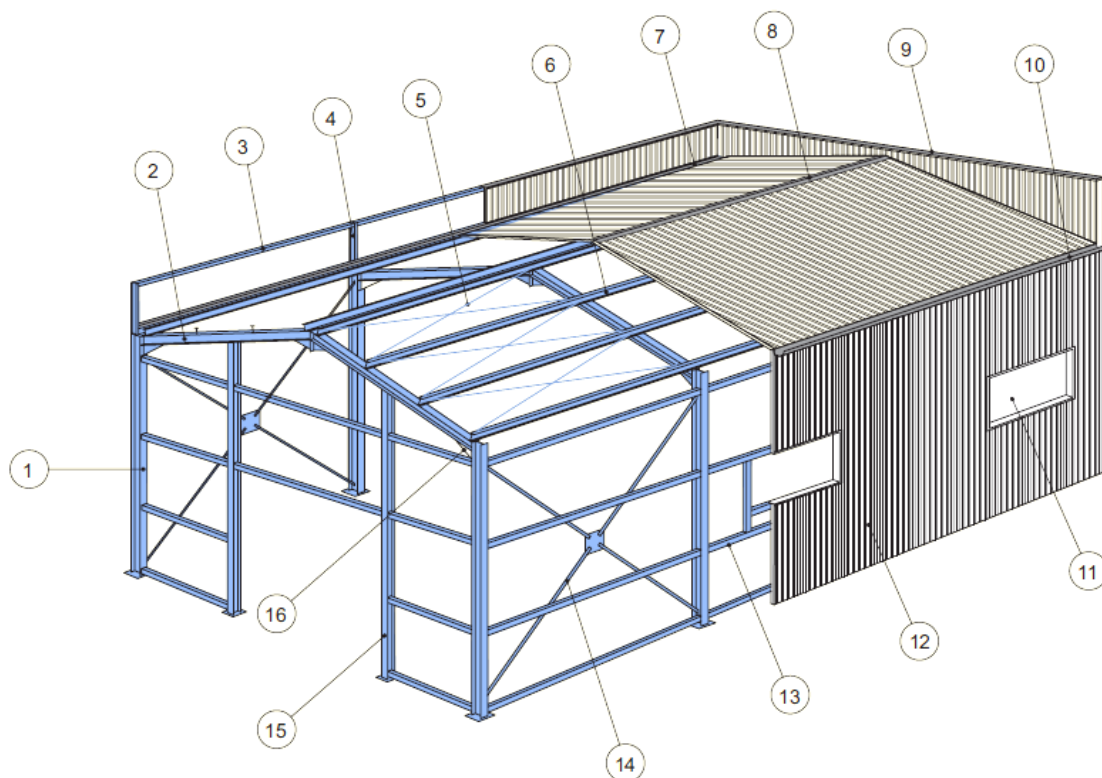


Figure 6: Nomenclature de la charpente métallique

III. Calcul de l'effet du vent

L'action du vent est une surcharge climatique appliquée sur toutes les faces de la charpente métallique et qui peut engendrer des effets non négligeables. Ces actions sont calculées en déterminant les coefficients correcteurs de la pression élémentaire conformément aux règles Neige et Vent 1965 (NV65).

1. Pression dynamique corrigé du vent

Selon NV65, l'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément. Elle est fonction :

- de la vitesse du vent ;
- de la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- de l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent ;
- des dimensions de l'élément considéré ;
- de la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

La pression élémentaire s'exerçant sur l'une des faces d'un élément de parois est donnée par :

$$P = V_n = q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot c_r \quad \text{D'après NV65}$$

Équation 1:pression dynamique corrigé du vent

Avec

q_h : Pression dynamique agissant à la hauteur h .

k_s : Coefficient de site

k_m : Coefficient de masque.

δ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques.

c_r : Coefficient résultant.

$$q_h = 2,5 \times \frac{h+18}{h+60} q_{10} \quad \text{Valable pour } h \leq 500\text{m}$$

Avec :

q_{10} : Pression dynamique de base

Avant d'aborder le calcul des sollicitations sur un élément, il faut procéder à des déterminations successives des différents paramètres cités précédemment en suivant l'ordre dans lequel ils sont présentés dans NV65.

2. Pression dynamique de base

Par convention, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol. La pression dynamique de base est donnée par le tableau suivant:

Zone	Normale (daN /m ²)	Extrême (daN /m ²)
1	40	70
2	50	87.5
3	60	105

Tableau 2:Pression dynamique de base

Alors $q_h=40 \text{ daN/ m}^2$

3. Effet de site

La charpente étudié se trouve dans un site normal, donc d'après le tableau suivant tiré de la norme NV65 :

$$K_s=1$$

Zone	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
<i>Site protégé</i>	0,80	0,80	0,80	0,80
<i>Site normal</i>	1,00	1,00	1,00	1,00
<i>Site exposé</i>	1,35	1,30	1,25	1,20

Tableau 3:coefficient de site

4. Effet de masque

De manière générale, on ne tient pas compte des effets de masque dus aux autres constructions masquant partiellement ou intégralement la construction étudiée. On utilise alors :

$$K_m = 1$$

5. Effet des dimensions

L'action du vent s'exerçant sur une paroi n'est pas uniforme en raison des tourbillons locaux (plus faibles sur une grande surface). On prend en considération ce phénomène en utilisant un coefficient δ , dit coefficient de réduction des pressions dynamiques, qui tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la plus grande dimension de la surface frappée de la paroi de l'élément à dimensionner.

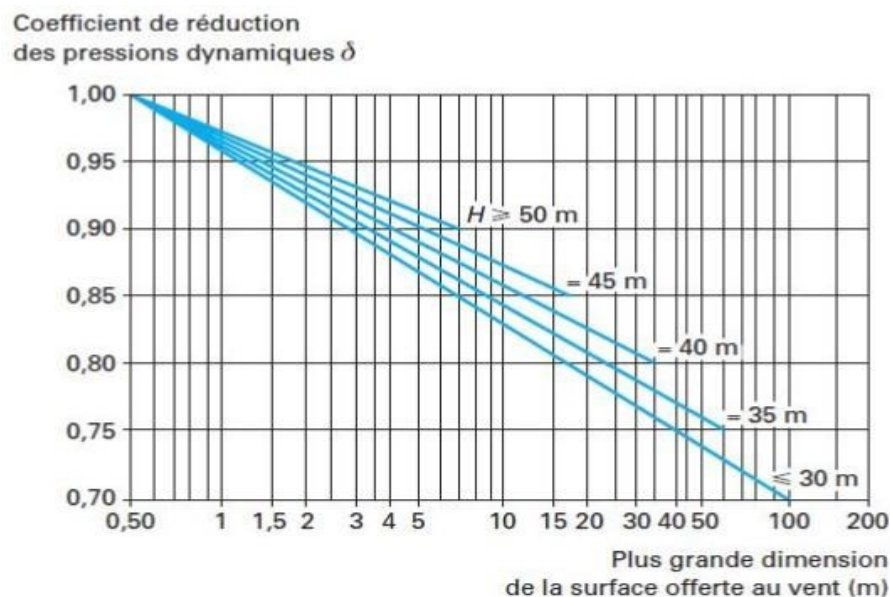


Figure 7:coefficient de réduction

A partir de l'abaque ci-dessus, nous déterminons le coefficient δ pour chaque élément étudié :

On a $H = 7 \leq 30$ m

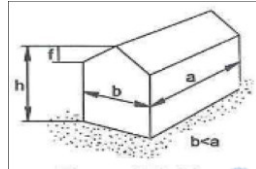
Elément	dimension correspondante	δ
Panne	6 m	0,87
Traverse	8.6 m	0,80
Poteau	6 m	0,87
Potelet	6.8 m	0,85
Lisse	6 m	0,87

Tableau 4: Valeurs du coefficient de réduction

6. Actions extérieures et intérieures du vent

6.1 Rapport de dimensions λ et le coefficient γ_0

Pour une direction de vent donnée, le rapport de dimensions λ est le rapport de la hauteur h de la construction à la dimension horizontale de la face frappée :



✓ Vent normal au pignon :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{7}{17} = 0.41 \leq 1$$

✓ Vent normal au long-pan :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{7}{42} = 0.17 \leq 0.5$$

La valeur du coefficient γ_0 est donnée par le diagramme de la figure suivante :

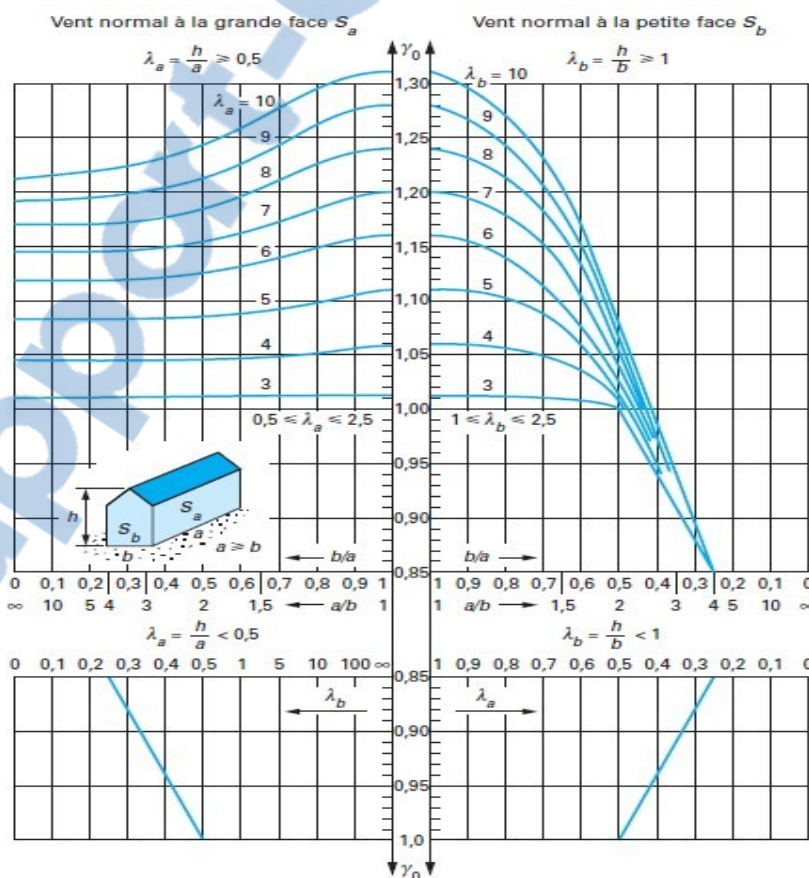


Figure 8:coefficient γ_0

<i>Vent</i>	<i>coefficient γ_0</i>
normal au pignon	0,85
normal au long-pan	0,95

Tableau 5: Valeurs du coefficient γ_0

6.2 Actions extérieures Ce

➤ Parois verticales :

Vent normal :

Face au vent :

$$C_e = 0.8 \text{ (quel que soit } \gamma_0 \text{)}$$

Face sous vent :

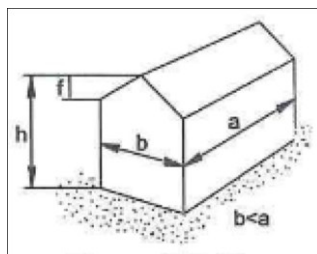
$$C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8)$$

Équation 2: action extérieure du vent

Vent	γ_0	Face	C_e
normal au pignon	0,85	Au vent	0,8
		Sous vent	-0,44
normal au long pan	0,95	Au vent	0,8
		Sous vent	-0,31

Tableau 6: Valeurs de C_e pour les parois verticales

➤ Toitures :



La valeur de C_e est donnée par le diagramme ci-dessous en fonction de l'angle de l'inclinaison de la toiture et le coefficient γ_0

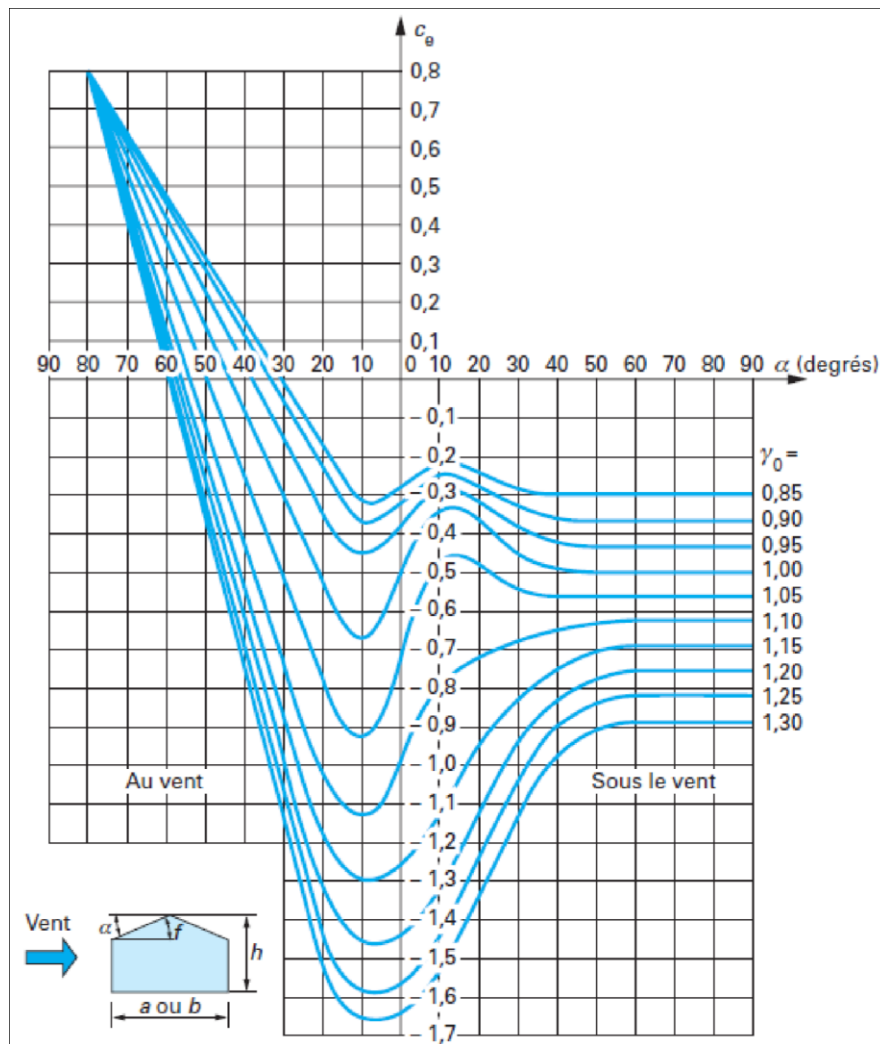


Figure 9: Actions extérieures du vent sur la toiture

Vent	γ_0	Face	α	C_e
normal au pignon (perpendiculaire aux génératrices)	0,85	Au vent	7°	-0,44
		Sous vent		-0,32
normal au long pan (parallèle aux génératrices)	0,95		0	-0,30

Tableau 7: Valeurs des actions extérieures sur les toitures

➤ Vent normal au long-pan :

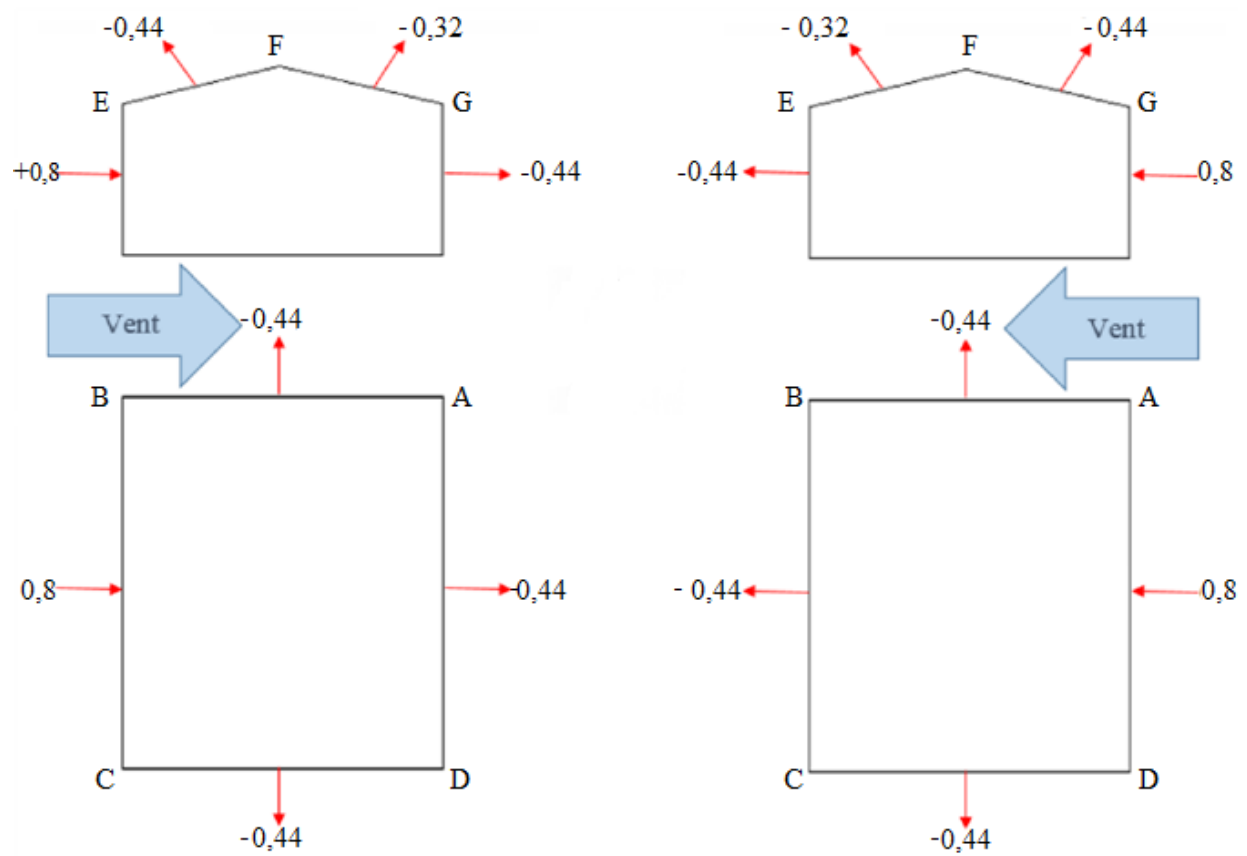


Figure 10: Actions extérieures dues à un vent normal au long pan

➤ **Vent normal au pignon :**

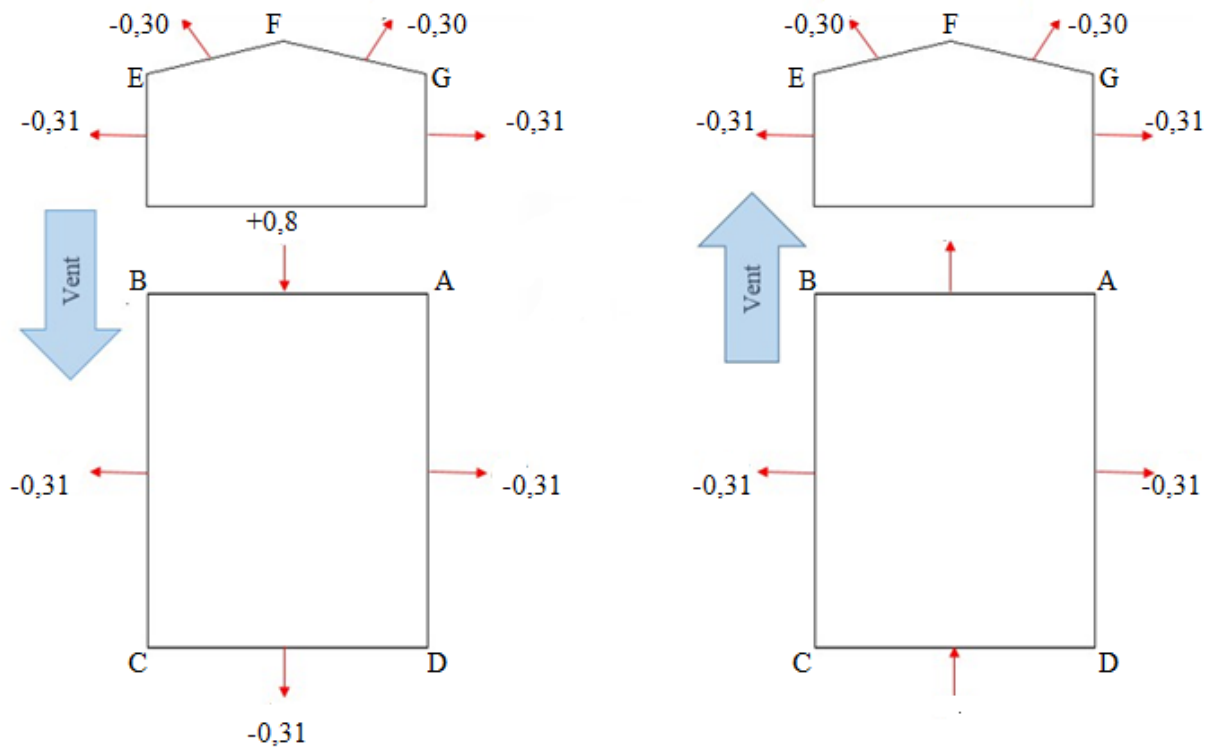


Figure 11: Actions extérieures dues à un vent normal au pignon

6.3 Actions intérieures C_i

Les coefficients de pression C_i dépendent de la perméabilité μ de la construction. La perméabilité d'une paroi est égale au rapport de la surface totale de ses ouvertures sur la surface totale de la paroi.

Selon NV 65 nous avons trois catégories de constructions:

- Construction fermée: $\mu \leq 5\%$
- Construction partiellement ouverte: $5\% < \mu < 35\%$
- Construction ouverte: $\mu \geq 35\%$

Paroi AB : une ouverture de (6x4) m

$$\mu_{\text{(pignon)}} = \frac{\text{surface totale des ouvertures}}{\text{surface totale de la paroi}} = \frac{4 \times 6}{17 \times 6 + 1 \times 17/2} = 22\%$$

$5\% < \mu_{\text{(pignon)}} = 22\% < 35\%$ donc la paroi AB est partiellement ouverte

Paroi BC : deux ouvertures de (2x2) m

$$\mu_{\text{(long-pan)}} = \frac{\text{surface ouverte dans la paroi}}{\text{surface totale du paroi}} = \frac{2 \times (2 \times 2)}{42 \times 6} = 3.1\%$$

$\mu_{\text{(long-pan)}} = 3.1\% < 5\% \Rightarrow$ paroi BC ouverte

Paroi CD et DA : Sans Ouverture

$\mu = 0\% \Rightarrow$ les parois CD, DA sont fermées

Pour déterminer les actions intérieures, il faut effectuer une interpolation linéaire entre les actions intérieures d'une construction fermée et celles d'une construction ouverte de mêmes signes :

a. Pour une construction fermée

- Surpression : $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$
- Dépression : $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$

Construction	Vent	γ_0		Ci
Fermée	normal au long pan	0,95	surpression	+0,34
			Dépression	-0,26
	normal au pignon	0,85	surpression	+0,42
			dépression	-0,18

Tableau 8: Valeurs de Ci pour une construction fermée

➤ **Surpression :**

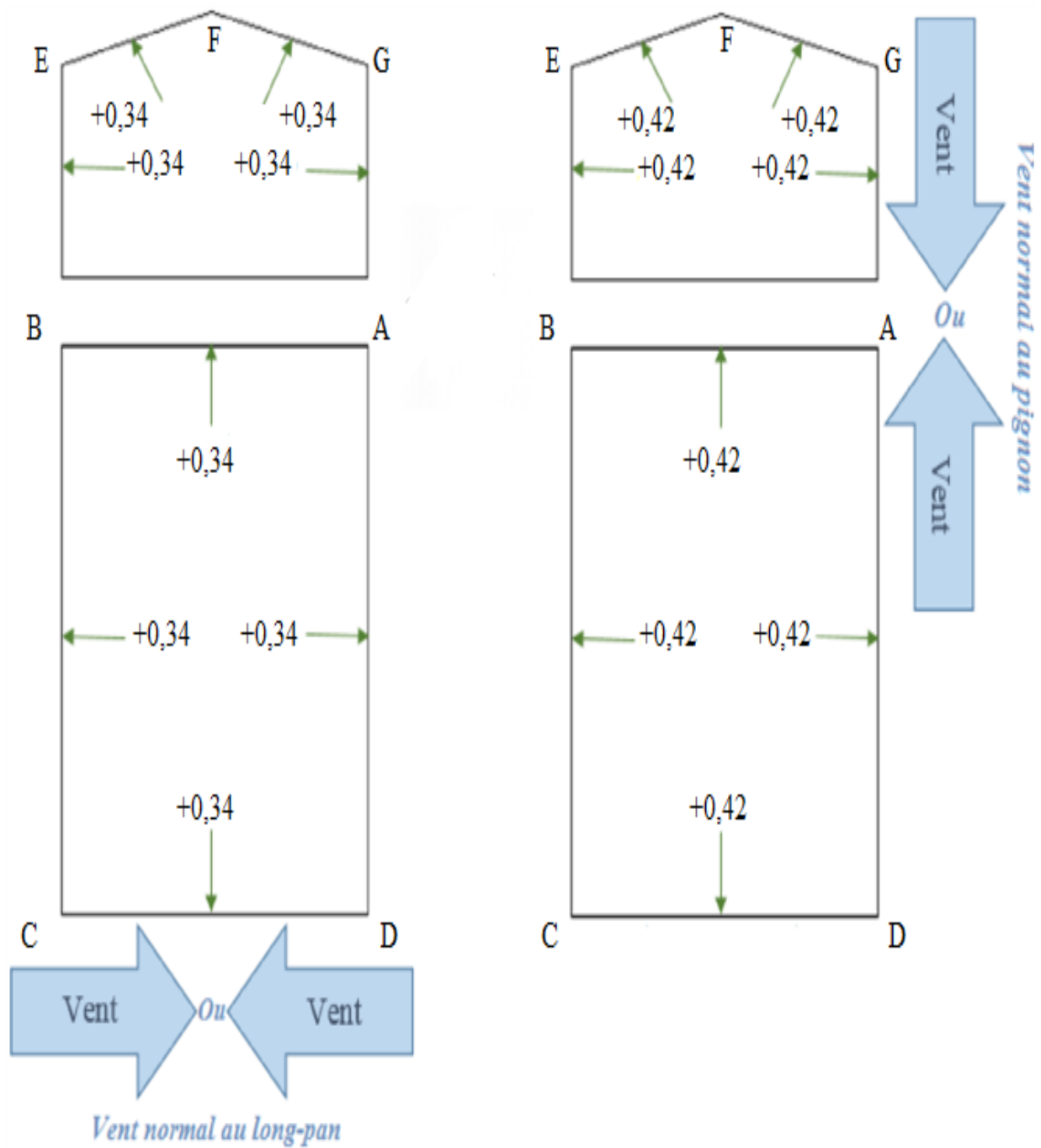


Figure 12: Actions intérieures dans le cas de la surpression pour une construction fermée

➤ Dépression :

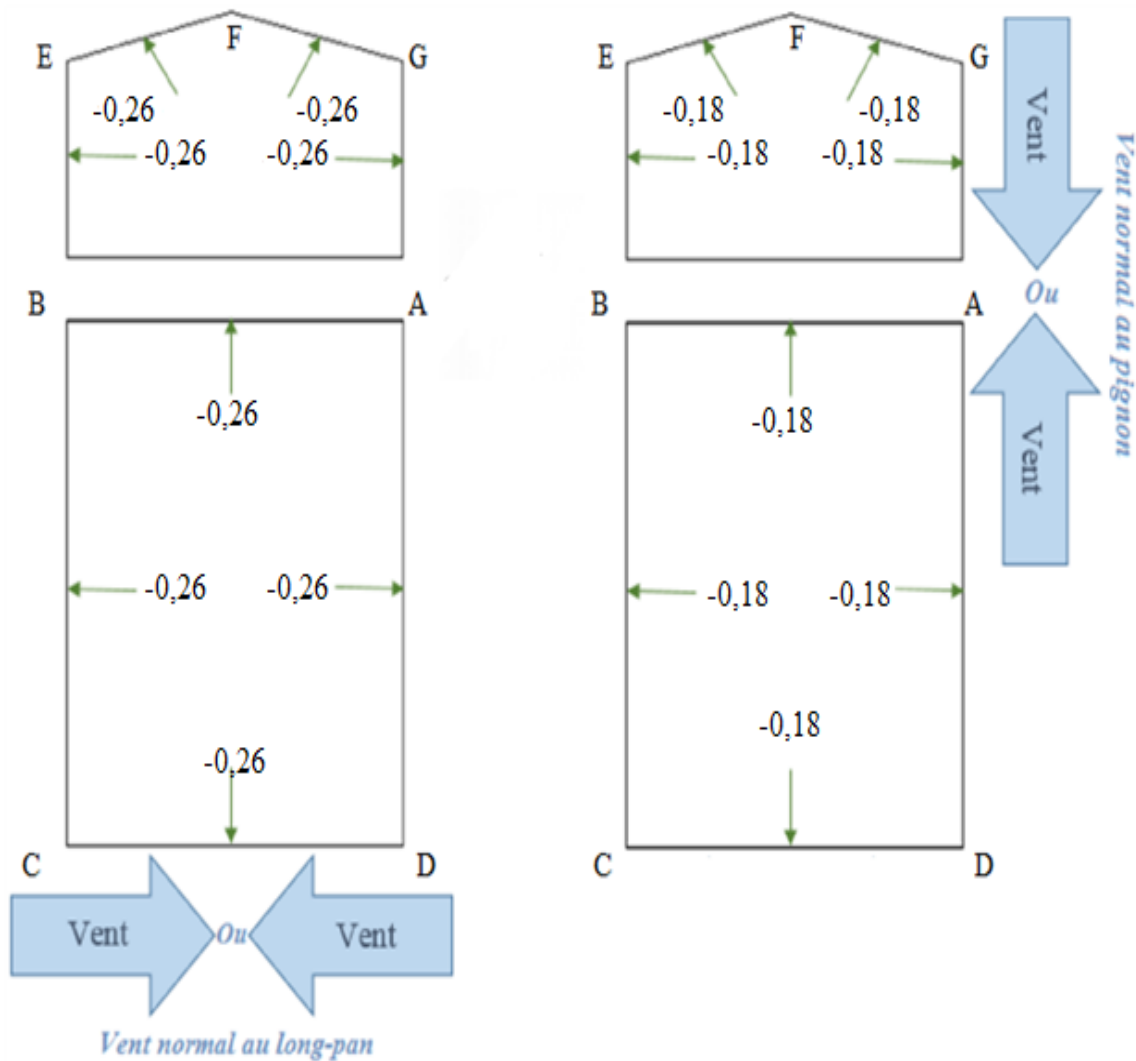


Figure 13: Actions intérieures dans le cas de la dépression pour une construction fermée

b. Pour une construction ouverte

✓ La paroi ouverte est au vent :

Surpression : $C_i = +0,8$ sur les parois fermées y compris les versants de toiture ;

Dépression : $C_i = -0,6 (1,3\gamma_0 - 0,8)$ sur la paroi ouverte.

✓ La paroi ouverte est sous le vent :

Dépression : $C_i = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$ sur les parois fermées y compris les versants de toiture ;

Surpression : $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$ sur la paroi ouverte.

Construction	Vent	γ_0	Paroi ouverte		C_i
Ouvverte	normal au long pan	0,95	Sous vent	Surpression sur la paroi ouverte	+0,34
				Dépression sur les autres	-0,43
			Au vent	Surpression sur les autres	+0,8
				Dépression sur la paroi ouverte	-0,25
	Normal au pignon	0,85	Au vent	Surpression sur les autres	+0,8
				Dépression sur la paroi ouverte	-0,18
			Sous vent	Surpression sur la paroi ouverte	+0,42
				Dépression sur les autres	-0,31

Tableau 9: Valeurs de C_i pour une construction ouverte

➤ Normal au pignon :

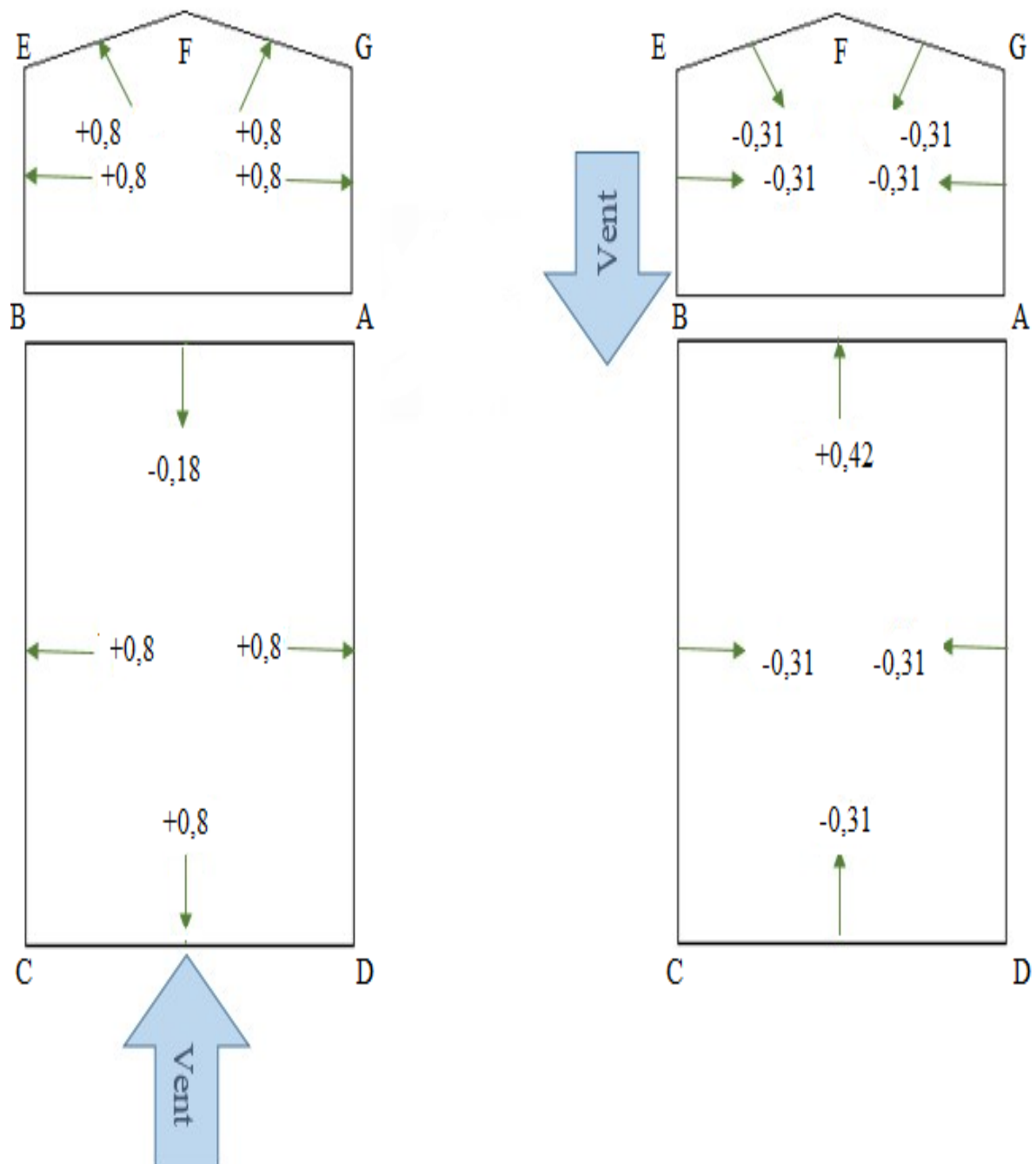


Figure 14: Actions intérieures dans le cas d'un vent normal au pignon pour une construction ouverte

➤ Normal au long pan :

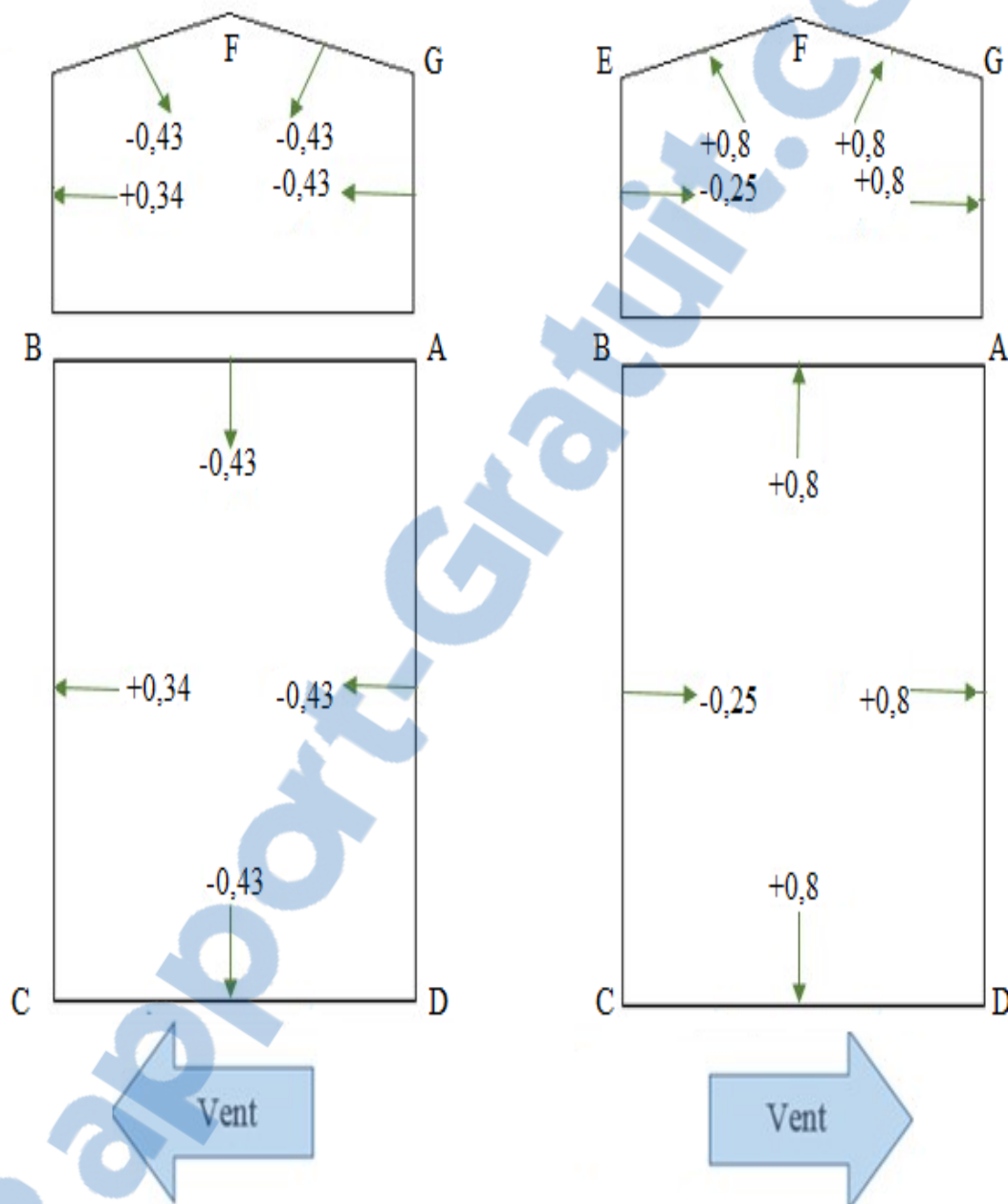


Figure 15: Actions intérieures dans le cas d'un vent normal au long pan pour une construction ouverte

c. Détermination des C_i pour construction partiellement ouverte

Par la suite, on effectue l'interpolation linéaire entre les actions intérieures d'une construction fermée et celles d'une construction ouverte de mêmes signes :

$$C_{i,\text{prt.ouverte}} = C_{i,\text{fermée}} + (C_{i,\text{ouverte}} - C_{i,\text{fermée}}) \times \frac{\mu - \mu_{\text{fermée}}}{35 - 5} \quad (\text{NV } 65)$$

Équation 3: action intérieur du vent pour une construction partiellement ouverte

Construction	Vent			$C_{i,\text{ferm}}$	$C_{i,\text{ouver}}$	C_i
Partiellement Ouverte	normal au long pan	Sous vent	Surpression sur la paroi ouverte	+0,34	+0,34	+0,34
			Dépression sur les autres	-0,26	-0,43	-0,29
		Au vent	Surpression sur les autres	+0,34	+0,8	+0,35
			Dépression sur la paroi ouverte	-0,25	-0,25	-0,25
	normal au pignon	Au vent	Surpression sur les autres	+0,42	+0,8	+0,63
			Dépression sur la paroi ouverte	-0,18	-0,18	-0,18
		Sous vent	Surpression sur la paroi ouverte	+0,42	+0,42	+0,42
			Dépression sur les autres	-0,18	-0,31	-0,25

Tableau 10: C_i pour une construction partiellement ouverte

6.4 Actions résultantes

L'action résultante du vent sur une paroi est la combinaison de son effet extérieur et intérieur sur cette paroi, on exprime cette action par la relation suivante :

$$C_r = C_e - C_i \quad (\text{NV 65})$$

Équation 4: action résultant du vent

Les différents résultats des coefficients de pression obtenus ci-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

DIRECTION DU VENT		PAROIS VERTICALES				VERSANT DE TOITURE	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
$\theta = 0^\circ$	C_e	+0,80	-0,31	-0,31	-0,31	-0,3	-0,3
	C_i	-0,18	+0,63	+0,63	0,63	+0,63	+0,63
	C_r	+0,98	-0,94	-0,94	-0,94	-0,93	-0,93
$\theta = 90^\circ$	C_e	-0,43	+0,8	-0,43	-0,43	-0,44	-0,32
	C_i	+0,34	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35
	C_r	-0,77	+1,15	-0,08	-0,08	-0,09	+0,03
$\theta = 180^\circ$	C_e	-0,31	-0,31	+0,80	-0,31	-0,3	-0,3
	C_i	+0,42	-0,25	-0,25	-0,25	-0,25	-0,25
	C_r	-0,73	-0,06	+1,05	-0,06	-0,05	-0,05

Tableau 11: coefficients de pressions résultants

Dans le tableau n°12 on a représenté les coefficients de pressions résultants les plus défavorables pour le calcul des éléments de la construction.

	Parois verticales			Versants de toitures	
	AB	BC et AD	CD	EF	GF
Pression	+0,98	+1,15	+1,05	+0,03 (+0,15)	+0,03 (+0,15)
dépression	-0,77	-0,94	-0,94	-0,93	-0,93

Tableau 12: coefficients de pressions résultants plus défavorables

Remarque :

D'après le règlement neige et vent (NV.65 art.2 .14)

Lorsque : $-0.20 < C_r < 0 \Rightarrow$ on prend $C_i = -0.20$

Lorsque : $0 < C_r < +0.15 \Rightarrow$ on prend $C_i = +0.15$

Pression dynamique du vent revenant à chaque élément :

$$\text{Panne} \quad V_n = 40 \times 1 \times 1 \times 0.87 \times (-0.93) = -33 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Panne} \quad V_n = 40 \times 1 \times 1 \times 0.87 \times (+0.15) = +5.5 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Traverse} \quad V_n = 40 \times 1 \times 1 \times 0.80 \times (-0.93) = -30 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Traverse} \quad V_n = 40 \times 1 \times 1 \times 0.80 \times (+0.15) = +5 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Poteau} \quad V_n = 40 \times 1 \times 1 \times 0.86 \times (+1.15) = +39.5 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Potelet} \quad V_n = 40 \times 1 \times 1 \times 0.85 \times (+1.15) = +39 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Lisse} \quad V_n = 40 \times 1 \times 1 \times 0.87 \times (+1.15) = +40 \text{ daN/m}^2$$

IV. Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité d'ensemble de la structure.

Dans cette partie, nous calculons les pannes, les lisses de bardages, les contreventements et les potelets.

1. Calcul des pannes

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé soit à treillis.

Notre portique recevant 7 pannes par versant et une panne faîtière. L'écartement horizontal des pannes est de 1,2 m (entre axe1, 22 m). Les fermes sont espacées de 6 m, la pente du versant est de 6.7° (voir figure ci-dessous).

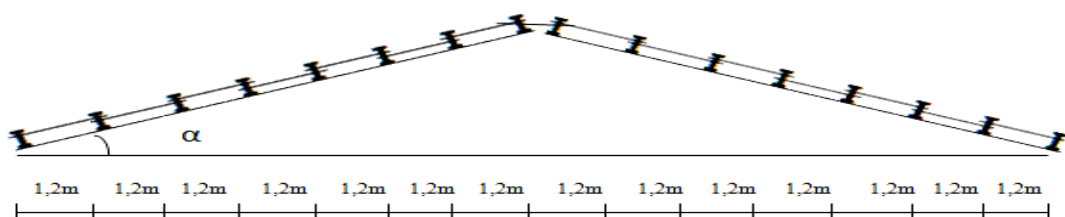


Figure 16:schéma disposition des pannes sur les traverses

1.1 Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle ($\alpha=7^\circ$) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

1.2 Evaluation des charges et surcharges :

a. Charges permanentes (G) :

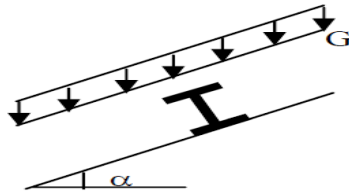


Figure 17:charge permanente sur une panne

Poids propre de la panne et de la couverture.

Charges accrochées éventuelles.

Tôle est accessoires de pose :17 kg/m²

Poids propre de la panne : (estimé).....12 kg/ml

b. Surcharge climatiques :

Surcharge du vent (V) perpendiculaire au versant

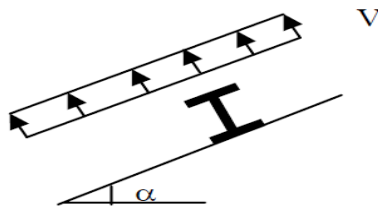


Figure 18:surcharge climatique sur une panne

$V_n = -33 \text{ kg/m}^2$ (vers le haut) voir calcul de vent

$V_e = 1.75 V_n = -57.8 \text{ kg/m}^2$

$V_n = +5.5 \text{ kg/m}^2$ (vers le bas)

$V_e = 1.75 V_n = +9.6 \text{ kg/m}^2$

Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire

Charges permanentes G : (par m² de la couverture).

$G = 17 \times 1,22 + 12 = 32,74 \text{ kg/ml}$

Surcharge climatique du vent V : (perpendiculaire au versant).

$$V_n = -33 \times 1,22 = -40,3 \text{ kg /ml (vers le haut)}$$

$$V_e = 1.75 V_n = -70,5 \text{ kg /ml}$$

$$V_n = +5.5 \times 1.22 = 6.8 \text{ kg /ml (vers le bas)}$$

$$V_e = 1.75 V_n = +12 \text{ kg /ml}$$

c. Surcharges d'entretien (P) :

Dans notre cas la toiture est inaccessible on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' .

$$M_{\max} = P' \frac{l}{3} = \frac{Pl^2}{8} \quad \text{d'où} \quad P = \frac{8P'}{(3 \times l)} = 8 \times \frac{100}{3 \times 6}$$

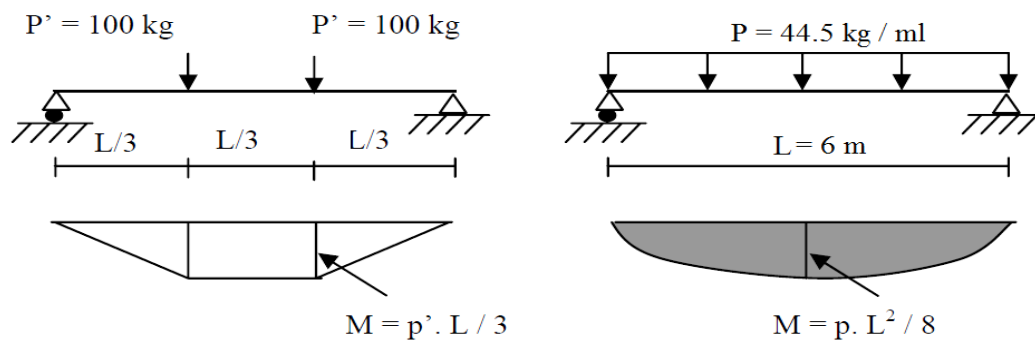


Figure 19:surcharge d'entretien

Alors la charge répartie sur le long du panne sera $P=44.5 \text{ kg/ml}$

1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables :

Dans cette partie on modélise les pannes en y appliquant les différents cas de vent que nous avons définis auparavant. Dans notre cas, il n'y avait ni charge d'exploitation ni surcharge de neige.

Pour dimensionner la structure Il faut mettre en place les combinaisons de cas de charges incluant les coefficients de sécurité. Ici, le règlement utilisé est le CM 66. Voici quelques combinaisons imposées dans le règlement, dans le cas où il y a G (charge permanente), P (surcharge d'entretien), et V_n (charge de vent).

$$1) \quad 4/3 G + 3/2 P = 4/3 \times 32,74 + 3/2 \times 44,5 = 110 \text{ kg/ml}$$

$$2) \quad 4/3 G + 3/2 V_n = 4/3 \times 32,74 + 3/2 \times 6,8 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$3) \quad G + V_e = 48 - 70,5 = -22,5 \text{ kg/ml}$$

La combinaison la plus défavorable est la combinaison N°. 1.

$$Q_{\max} = 4/3 G + 3/2 P = 110 \text{ kg/ml}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 109 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2 / 8 = (109 \times 6^2) / 8 = 490,5 \text{ kgm}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 13,5 \text{ kg/ml}$$

$$M_y = Q_x \cdot l_y^2 / 8 = (13,5 \times 3^2) / 8 = 15,2 \text{ kgm}$$

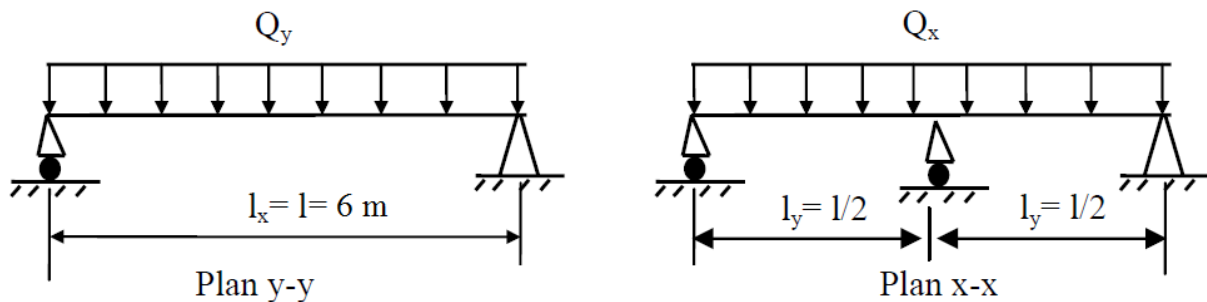
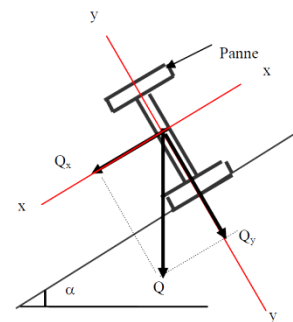


Figure 20: disposition d'une charge sur une panne

1.4 Dimensionnement de la panne :

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

Condition de résistance

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

Équation 5: condition de contrainte de flexion déviée

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \frac{W_x}{W_y} \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) \leq \sigma_e \quad \text{avec} \quad \eta = \frac{W_x}{W_y}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right)$$

$\eta \approx 6$ à 9 pour les poutres en I (soit $\eta=7$)

$$W_x \geq \frac{490,5}{24} \times \left(1 + 7 \frac{16}{490,5} \right) = 25,1 \text{ cm}^3$$

Soit IPE 100 (voir annexe 2)

$$W_x = 34,2 \text{ cm}^3 ; \quad W_y = 5,78 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 171 \text{ cm}^4 ; \quad I_y = 15,91 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad P = 8,1 \text{ kg/ml}$$

Le poids propre estimé de la panne (12 kg/ml) est supérieur au poids propre réel trouvé (8.1 kg/ml) ; il n'y a pas donc lieu de refaire la vérification de la panne à la résistance en tenant compte de son poids propre.

1.5 Vérification à la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services.

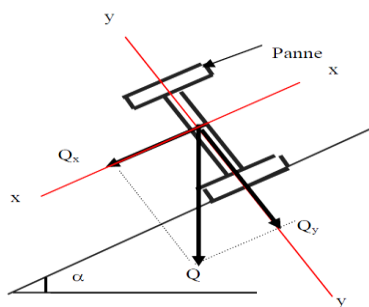


Figure 21: disposition d'une panne sur un versant

$$Q = 4/3 G + 3/2 V_n = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 7 \text{ kg/ml}$$

Condition de vérification

$$f_x \leq f_{ad} \quad \text{et} \quad f_y \leq f_{ad}$$

Équation 6: condition de vérification du fléchissement

$$f_x = \frac{5}{384} \frac{Q_y l_x^4}{EI_x} \quad ; \quad f_{ad} = \frac{l_x}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{54 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 171} = 2,52 \text{ cm} \leq f_{ad} \dots\dots\dots OK$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Q_x l_y^4}{EI_y} \quad ; \quad f_{ad} = \frac{l_y}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{7 \cdot 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 15,91} = 0,1 \text{ cm} \leq f_{ad} \dots\dots\dots OK$$

⇒ Le profilé choisit IPE 100 convient pour les pannes.

2. Calcul des lisses de bardages

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

On va dimensionner les lisses de bardages de long pan (grande face) de longueur 6.0 m. entre axe 2.0 m. supportant un bardage (bacs acier) de poids : 8.0 kg/m². La pression engendrée par le vent normal $V_n = +40 \text{ daN/m}^2$ (voir étude du vent)

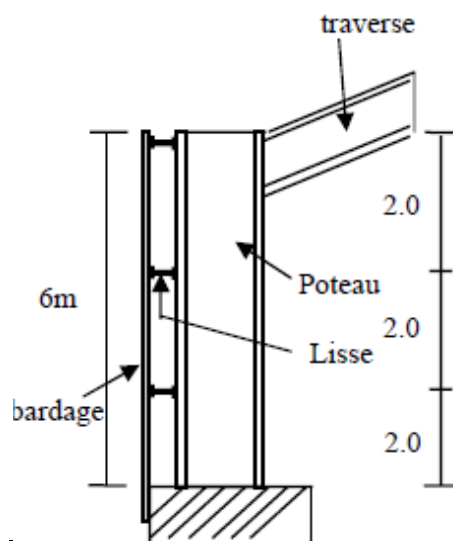


Figure 22: Disposition des lisses de bardage

2.1 Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

2.2 Evaluation des charges et surcharges :

a. Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)

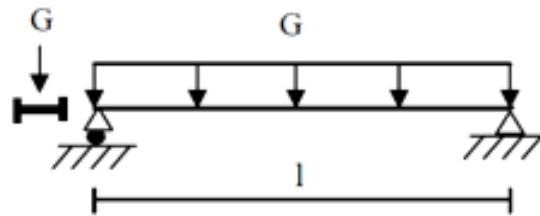


Figure 23: charge permanente sur la lisse

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

Charges accrochées éventuelles.

Bardage : 8 kg/m²

Poids propre de la lisse : (estimé).....12 kg/ml

$$G = 8 \times 2,0 + 12 = 28 \text{ kg/ml}$$

b. Surcharge climatiques : (dans le plan de l'âme)

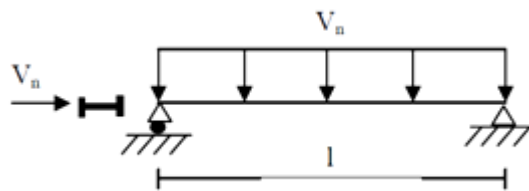


Figure 24: Surcharge climatique sur la lisse

Vent normale :

$$V_n = 40 \times 2 = 80 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = 1,75 \times V_n = 140 \text{ kg/ml}$$

2.3 Dimensionnement :

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

Condition de résistances :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

Équation 7: condition de contrainte de flexion déviée

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right)$$

$\eta \approx 6$ à 9 pour les poutres en I (soit $\eta = 7$)

$$\text{avec } M_x = M_V = \frac{V_n \cdot l^2}{8} = \frac{80 \times 6^2}{8} = 360 \text{ kg.m}$$

$$\text{et } M_y = M_G = \frac{G \cdot l^2}{8} = \frac{28 \times 6^2}{8} = 126 \text{ kg.m}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{360}{24} \times \left(1 + 7 \times \frac{126}{360} \right) = 51,75 \text{ cm}^3$$

Soit IPE 120

$$W_x = 53 \text{ cm}^3 ; W_y = 8,64 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 317,8 \text{ cm}^4 ; I_y = 27,65 \text{ cm}^4 \quad \text{et } P = 10,4 \text{ kg/ml} \leq \text{poids estimé (12 kg/ml)}$$

2.4 Vérification de la lisse à la résistance :

On vérifie la lisse à la résistance sans tenir compte du nouveau poids propre du moment qu'il est proche de la valeur estimée.

a. Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{360 \cdot 10^2}{53} + \frac{126 \cdot 10^2}{8,64} = 2137 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e \dots \dots \dots OK$$

b. Vérification à la flèche :

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée :

$$G = 28 \text{ kg/ml} \quad \text{et } V_n = 80 \text{ kg/ml}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \frac{V_n l^4}{EI_x} ; \quad f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{80 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 317,8} = 2,02 \text{ cm} \leq f_{ad} \dots \dots \dots OK$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{G \cdot l^4}{EI_y} \quad ; \quad f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{28 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 27,65} = 3,33 \text{ cm} \geq f_{ad} \dots \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

La flèche étant trop forte, il faut disposer des suspentes (tirants) à mi - portée de la lisse pour créer un appui intermédiaire. Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis, verticalement, et la flèche est notablement réduite à :

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{28 \cdot 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 27,65} = 0,2 \text{ cm} \leq f_{ad} \dots \dots \dots OK$$

⇒ Le profilé choisi (IPE 120) convient comme lisse de bardage

3. Calcul des potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

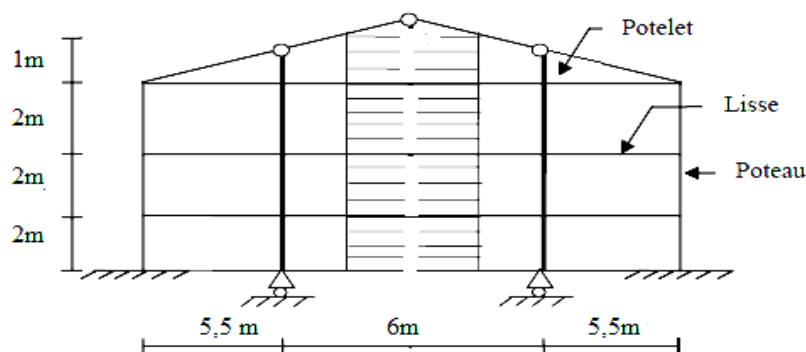


Figure 25: position des potelets

3.1 Détermination des sollicitations :

Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

3.2 Evaluation des charges et surcharges :

a. Charges permanentes (G) : (charge concentrée)

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

Bardage :12 kg/m²

Poids propre de la lisse : (voir calcul des lisses).....10.4 kg/ml

Poids propre du potelet : (à déterminer)

b. Surcharges climatiques : (horizontale suivant le plan de l'âme)

Vent normale : (voir étude du vent).....39kg/m²

$V_n = 39 \times 6,0 = 234 \text{ kg/ml}$

Avec 6,0 m : l'entre axe des potelets

3.3 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche

Le potelet est un élément comprimé, très élancé, on le dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal.

$V_n = 234 \text{ kg/ml}$

$$f_x = \frac{5}{384} \frac{V_n \cdot l^4}{EI_x} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_x \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V_n \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{234 \cdot 10^{-2} \times 670^3}{2,1 \cdot 10^6} = 872,75 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE 180

$W_x = 146,3 \text{ cm}^3$; $W_y = 22,16 \text{ cm}^3$; $A = 23,9 \text{ cm}^2$; $i_x = 7,42 \text{ cm}$; $i_y = 2,05 \text{ cm}$

$I_x = 1317 \text{ cm}^4$; $I_y = 100,81 \text{ cm}^4$; $P = 18,8 \text{ kg/ml}$

3.4 Vérification des contraintes :

Le potelet est sollicité à la flexion due au vent et à la compression due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses. La vérification des contraintes est donnée par la formule empirique suivante :



$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

Équation 8: formule empirique

$k_d = 1,0$: Le déversement est empêché par la présence du bardage tout le long de la longueur du potelet.

k : Coefficient du flambement déterminé dans les tableaux en fonction de λ_{\max}

Contrainte de flexion :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \quad \text{avec} \quad M_x = \frac{V_n \times l^2}{8} = \frac{234 \times 6,7^2}{8} = 1113 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1113 \cdot 10^2}{146,3} = 761 \text{ daN/cm}^2$$

Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{G}{A}$$

Avec :

G : poids propre des éléments supportés par le potelet ;

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

Poids des lisses (**IPE 120**) : $10,4 \times 6,0 \times 2 = 124,8 \text{ kg}$

Poids du bardage : $12,0 \times 6,7 \times 6 = 482,4 \text{ kg}$

Poids propre du potelet : $18,8 \times 6,7 = 126 \text{ kg}$

$$G = 482,4 + 321,6 + 126 = 930 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{930}{23,9} = 38,9 \text{ daN/cm}^2$$

Les élancements :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{670}{7,42} = 90,3 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{2,05} = 97,6$$

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 97,6$$

$$k = f(\lambda) = 1,842 \quad (\text{Voir annexe 3})$$

Sous la combinaison (G+V_e) :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot 1,75 \times \sigma_{fx}) = 15,78 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Sous la combinaison (4/3G+3/2V_n) :

$$\frac{9}{8}\left(k \frac{4}{3} \times \sigma + k_d \frac{3}{2} \times \sigma_{fx}\right) = 13,9 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_e$$

Conclusion : le profilé choisi (IPE 180) convient comme potelet.

4. Calcul des contreventements

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc.

4.1 Les différents types de contreventements :

a. Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

b. Contreventement de façades: (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

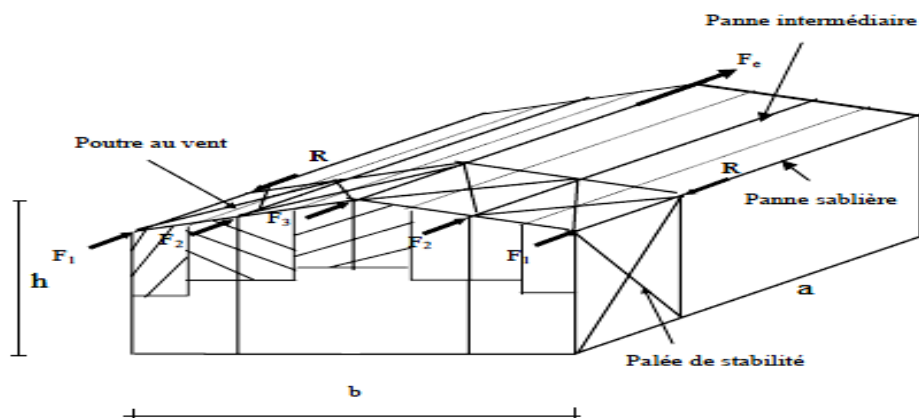


Figure 26:actions sur les contreventements

4.2 Calcul Force horizontale d'entraînement

$$F_e = C_t \cdot q_h \cdot S$$

$$S = b \cdot \cos \alpha \cdot (a - 4h)$$

q_h : Pression dynamique au niveau de la crête de la toiture.

$$q_h = 40 \text{ Kg/m}^2$$

C_t : Coefficient qui peut prendre les valeurs suivantes :

$C_t = 0.01$ si la surface est plane.

$C_t = 0.02$ si la surface comporte des plis ou ondes normaux à la direction du vent.

$C_t = 0.04$ si la surface comporte des nervures normales à la direction du vent.

La force d'entraînement au niveau de la toiture est donc :

$$F_e = 378 \text{ Kg}$$

4.3 Evaluation des efforts horizontaux :

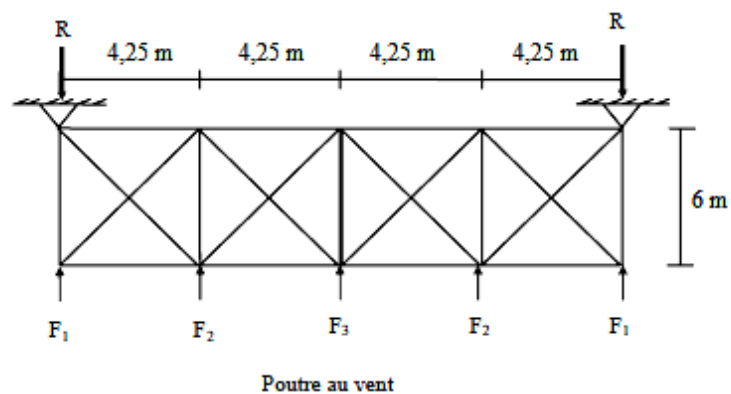


Figure 27: efforts horizontaux

$$F_1 = \left(V_e \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F_i = \left(V_e \times \frac{h_i}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad \text{avec} \quad i = 2; 3$$

$$V_e = 1,75 V_n = 1,75 \times (q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot c_r)$$

D'après l'étude de vent $c_r = 1.11$

$$\text{Alors } V_e = 63 \text{ Kg/m}^2$$

Calcul des efforts

$$F_1 = \left(63 \times \frac{6}{2} \times \frac{17}{8} \right) + \frac{378}{8} = 449 \text{ Kg}$$

$$F_2 = \left(63 \times \frac{6,7}{2} \times \frac{17}{4} \right) + \frac{378}{4} = 991 \text{ Kg}$$

$$F_3 = \left(63 \times \frac{7}{2} \times \frac{17}{4} \right) + \frac{378}{4} = 1032 \text{ Kg}$$

4.4 Effort de traction dans les diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit : $F_d \cdot \cos \alpha + F_1 = R$

Avec

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = 1956 \text{ kg}$$

$$\alpha = \arctan(4,25/6) = 35,3^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \alpha} = \frac{1956 - 449}{\cos 35,3} = 1846,5 \text{ kg}$$

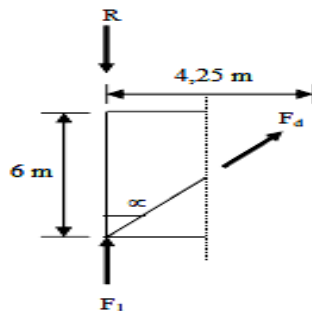


Figure 28: effort de traction sur la diagonale

Section A de la diagonale :

$$A = \frac{F_d}{\sigma_e} = 2,42 \text{ cm}^2$$

Soit cornière L70×70×7 ($A=4,80 \text{ cm}^2$)

Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

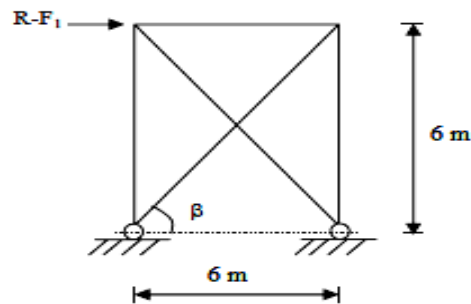


Figure 29: palée de stabilité en long pan

4.5 Effort de traction dans la diagonale tendue :

Par la méthode des coupures :

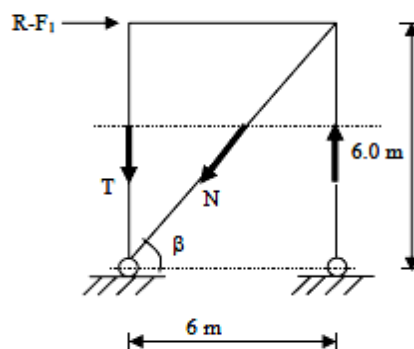


Figure 30: effort sur la palée de stabilité

$$N \cdot \cos \beta = R - F_1$$

$$\beta = 45^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos\beta} = \frac{3463}{\cos 45} = 4900 \text{ kg}$$

Section A de la diagonale :

$$A \geq \frac{N}{\sigma_e} = \frac{4900}{2400} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Soit cornière L70×70×7 (A=4,80 cm²)

V. Modélisation de la structure sous Robot :

On a vu dans précédent, le calcul analytique de quelques éléments secondaires de la charpente métallique (pannes, lisses, potelets et contreventement), pour vérifier l'ensemble des résultats obtenus, et pour calculer les autres éléments de l'ossature principal, on a modélisé la structure avec le logiciel Robot structural Analysis 2014 du fait de la puissance et la précision de ses calcul et aussi du temps précieux qu'il permet de gagner à l'ingénieur calcul dans sa démarche de dimensionnement.

1. Modélisation de la structure

1.1 Dessin de la charpente

La modélisation de la charpente métallique qu'on a effectuée sous Robot est représentée sur la figure suivante :

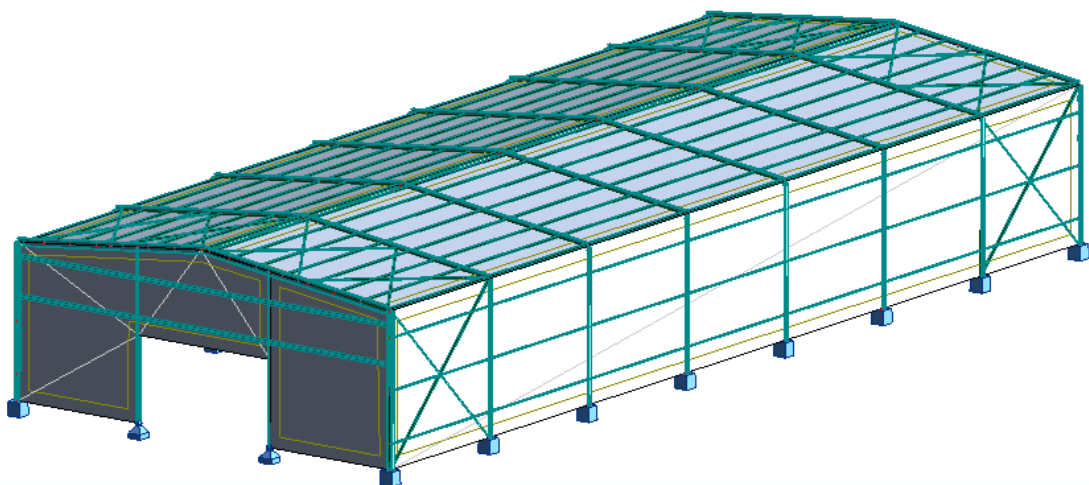


Figure 31: Modélisation de la charpente sous robot

1.2 Cas de charges :

Le chargement que subit la charpente métallique se répartit en trois types de charge ; charges permanentes représentées par le poids propre de l'ossature, le poids de la toiture et le poids du bardage, ensuite des charges d'exploitation représentées par la charge de la poussière et celle de l'entretien, et en fin il y a la charge du vent qui est générée automatiquement par le logiciel.

Les paramètres utilisés pour la génération de la charge du vent sont représentés sur la figure suivante :

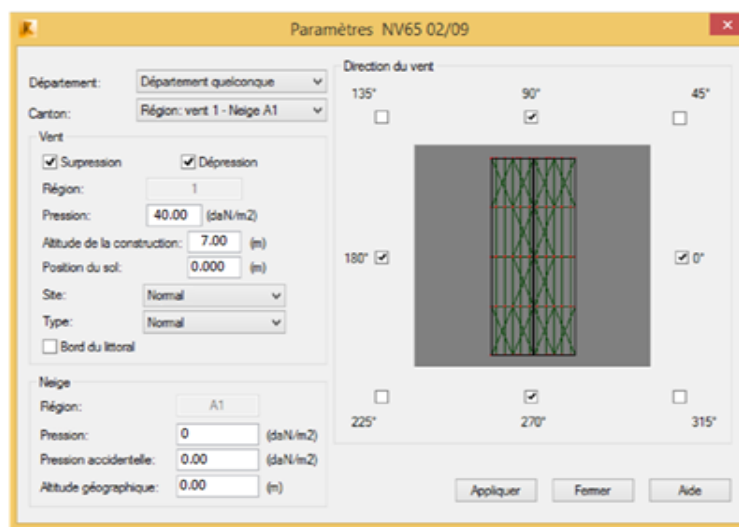


Figure 32: Paramètre de la charge du vent

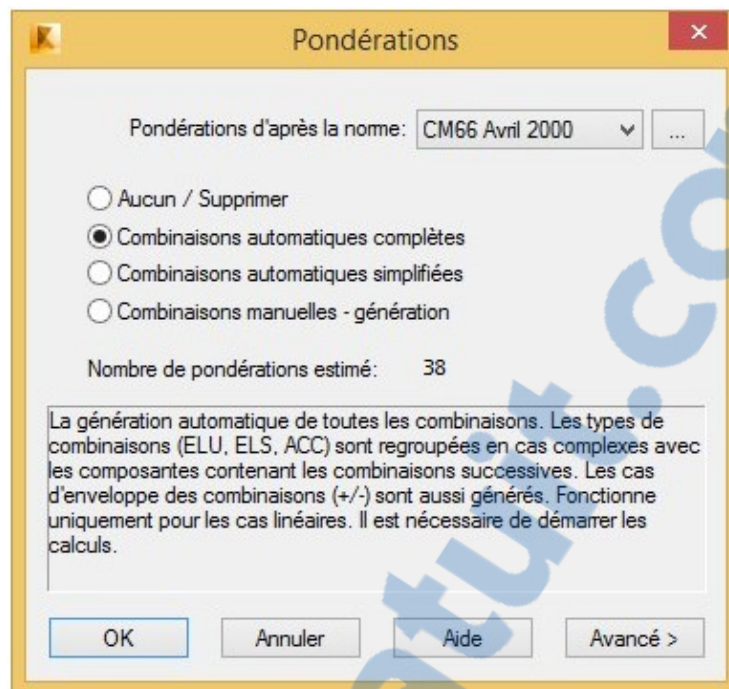
La note de calcul de l'effet du vent est donnée par l'annexe 4

1.3 Définition des appuis

Pour la liaison avec le sol on a utilisé deux types d'appuis, des encastremements pour les poteaux et des appuis simples pour les potelets.

1.4 Combinaisons d'action :

Les combinaisons (type : efforts et déplacements) seront créées automatiquement par le logiciel ROBOT.



Les combinaisons retenues pour le calcul sont rassemblées en Annexe 5

2. Dimensionnement des pièces

Les paramètres de déversement et flambements et de service pour chaque famille sont pris comme suit :

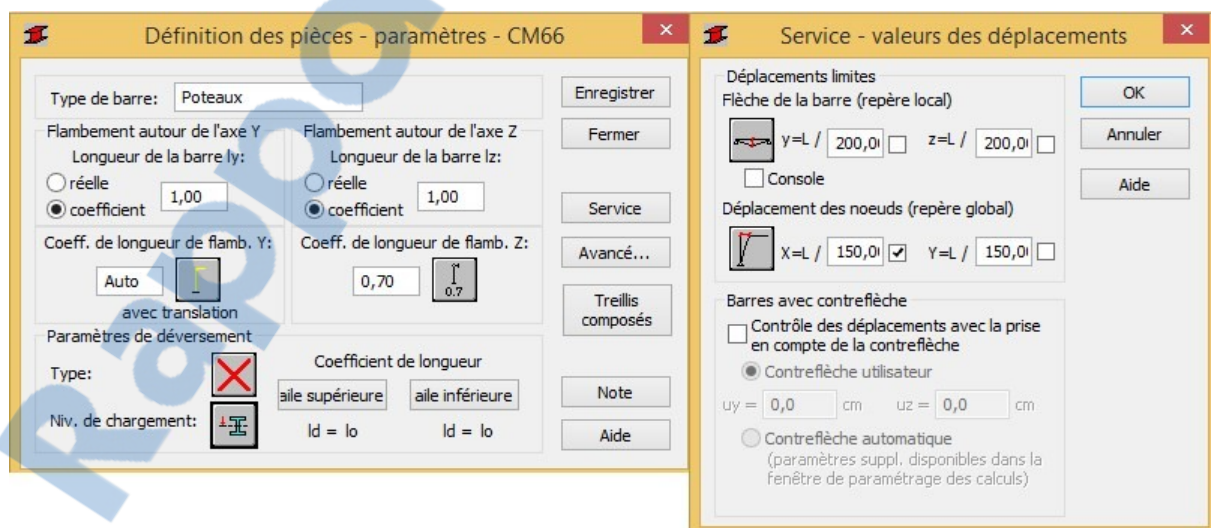


Figure 33: paramètres de calcul pour les poteaux

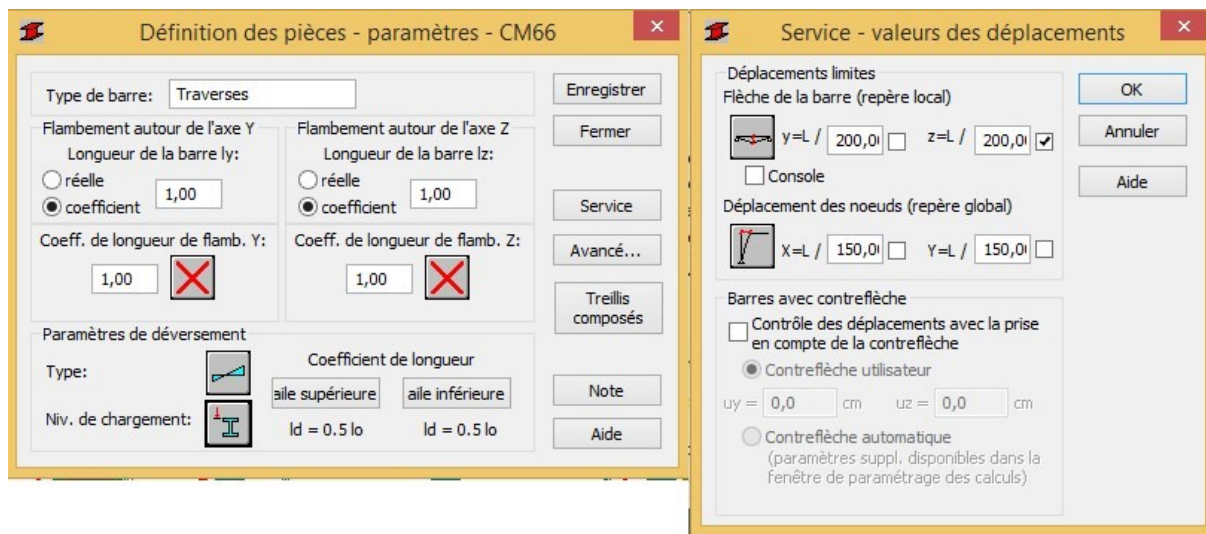


Figure 34: Paramètres de calcul des traverses

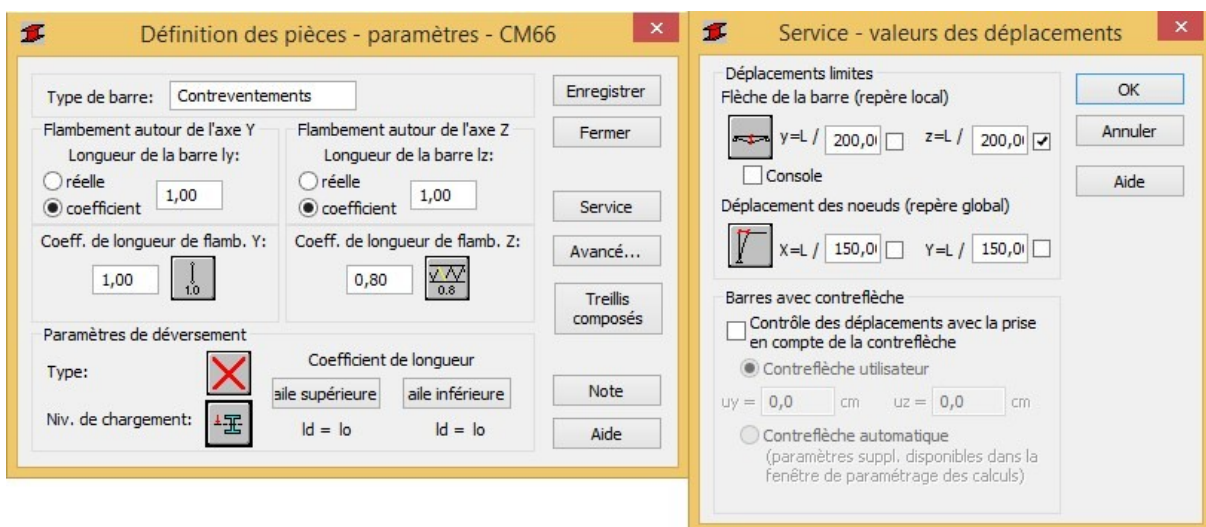


Figure 35 : Paramètres de calcul des contreventements



Figure 36: Paramètres de calcul des pannes

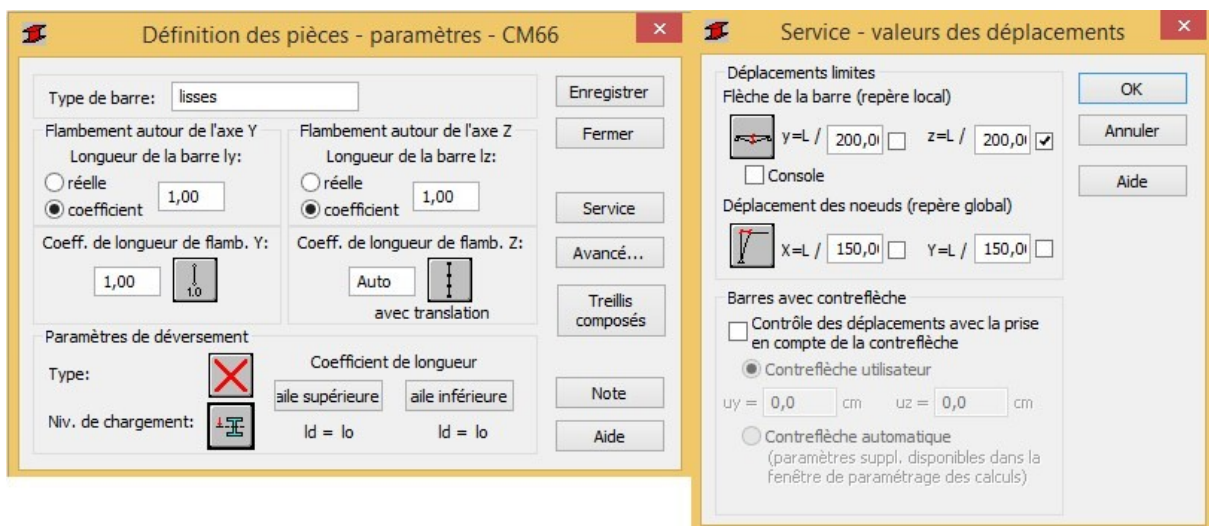


Figure 37: Paramètres de calcul des lisses

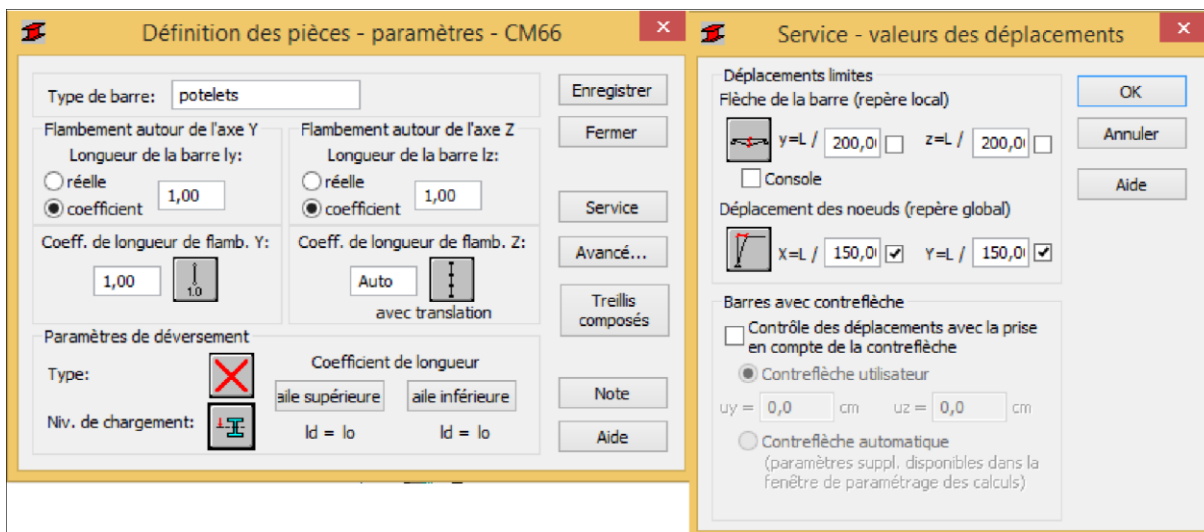


Figure 38: Paramètres de calcul des potelets

3. Optimisation

Robot dispose d'un programme automatique d'optimisation des sections des profilés, pour l'utiliser on doit créer des familles de pièces qu'on leur affecte les sections à partir du catalogue puis on sélectionne le critère d'optimisation.

Résultats :

Elément	Profilé
Poteaux	HEA220
Traverse	IPE300
Panne	IPE100
Lisse	IPE120
Potelet	IPE180

Tableau 13: résultats d'optimisation par robot

La note de calcul de l'élément le plus sollicité de chaque famille est donnée en Annexe 6

VI. Conception et calcul des assemblages

Les assemblages constituent le point le plus critique de la structure. On distingue 3 types d'assemblage : des assemblages du pied du poteau, des assemblages Traverse-Traverse, des assemblages Poteau-Traverse et. Ces derniers sont effectués par l'intermédiaire de platines qui sont soudées sur chaque traverse (en usine) et assemblés (sur chantier) par des boulons HR, tout en assurant le renfort par des raidisseurs appelés clés de faîtage.

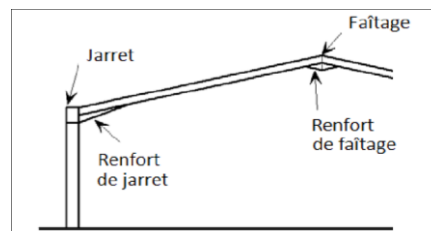


Figure 39: Les types des assemblages

1. Assemblage Poteau-Traverse

L'assemblage Poteau – Traverse appelé aussi angle de portique est effectué par l'intermédiaire d'une platine soudée sur la traverse et assemblés par des boulons HR. Ces assemblages sont renforcés par un jarret et des raidisseurs.

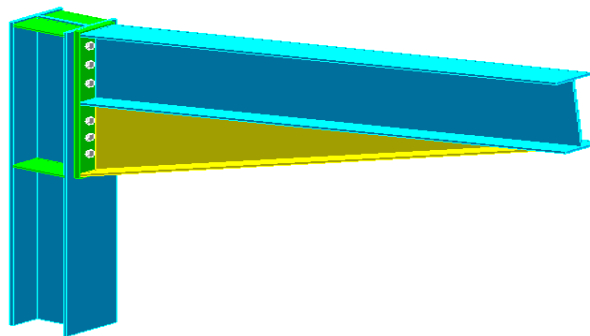


Figure 40: Assemblage poteau-traverse

Les différents paramètres choisis pour cet assemblage sont représentées dans le schéma ci-dessous :

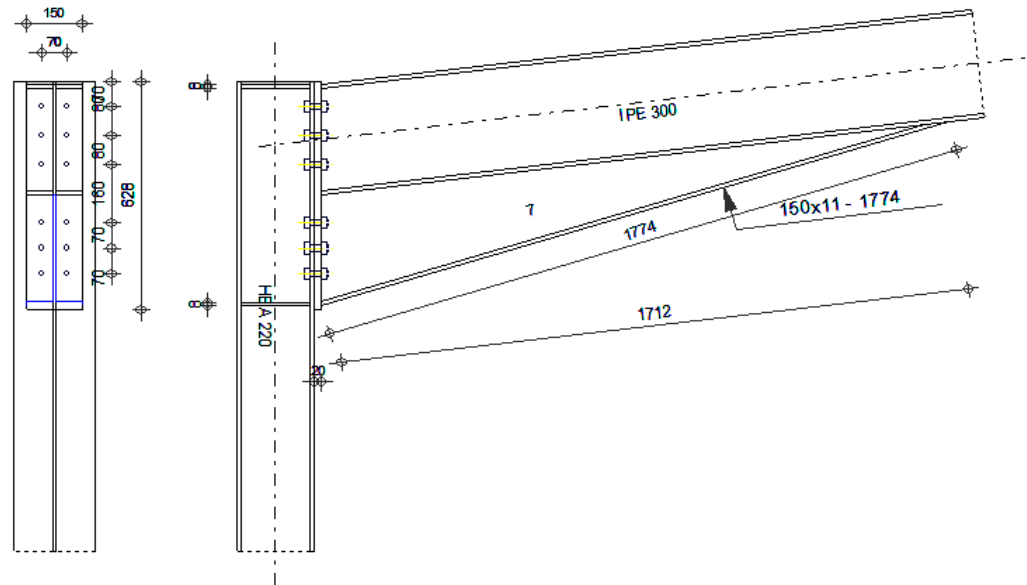


Figure 41:Dessin d'ensemble de l'assemblage

Résultats

Note de calcul (Voir Annexe 7)

Conclusion

Notre assemblage satisfait les règles la Norme CM66 avec un ratio égal à 0,55

2. Assemblage Traverse-Traverse :

L'assemblage Traverse-Traverse, appelé encore clé de faitage, est adopté pour renforcer localement la traverse, dans la zone médiane, en ajoutant le complément d'inertie nécessaire. Cette clé présente en outre l'avantage de raidir les platines et donc de soulager l'effort dans l'assemblage par boulons HR.

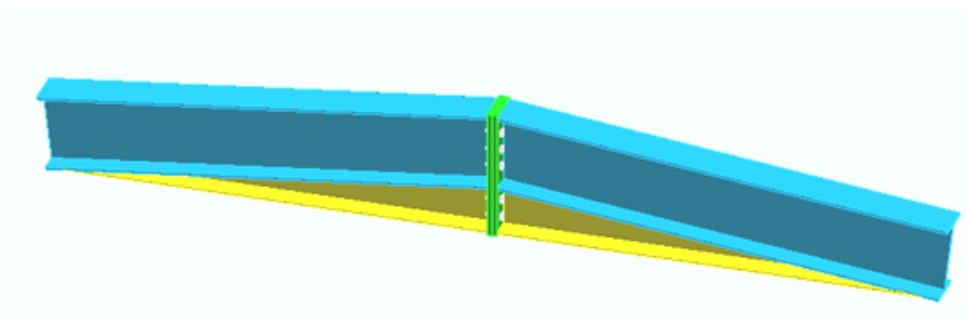


Figure 42:Assemblage traverse-traverse

Les différents paramètres choisis pour cet assemblage sont représentées dans le schéma ci-dessous :

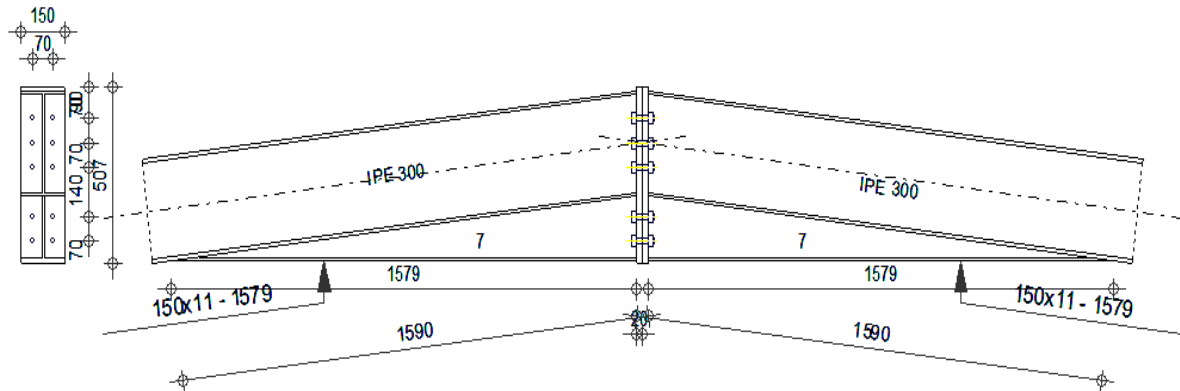


Figure 43: Dessin d'ensemble de l'assemblage traverse-traverse

Résultats

Note de calcul (Voir Annexe 8)

Conclusion

Notre assemblage satisfait les règles de la Norme CM66 avec un ratio égal à 0,41.

3. Assemblage du pied du poteau :

L'assemblage du pied du poteau est réalisé à l'aide d'une plaque d'assise (platine).

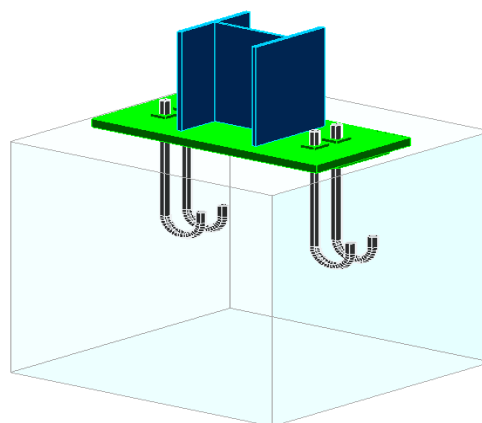


Figure 44: Assemblage pied du poteau

Les différents paramètres choisis pour cet assemblage sont représentées dans le schéma ci-dessous :

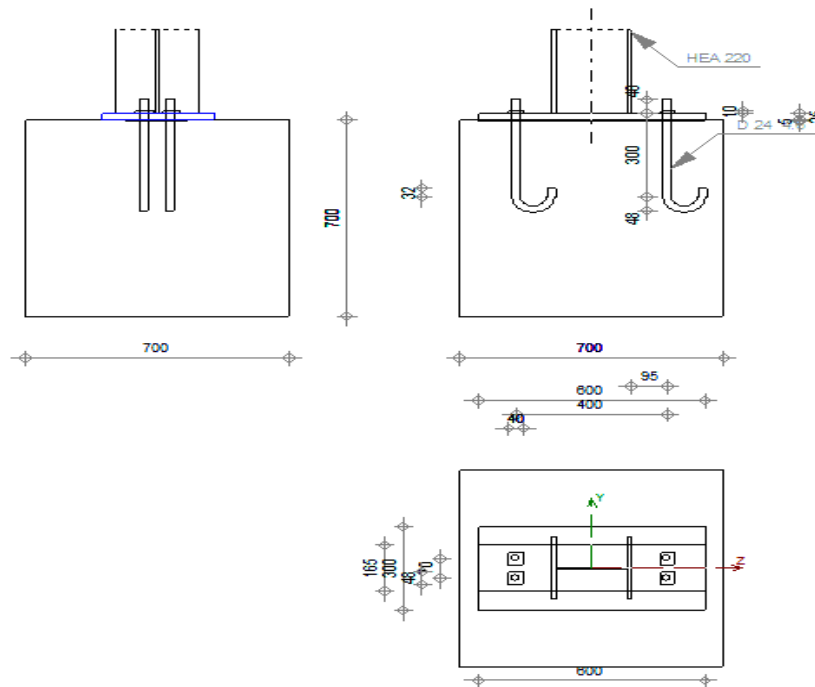


Figure 45:Dessin d'ensemble de l'assemblage pied du potaeu

Résultats

Note de calcul (Voir Annexe 9)

Conclusion

Notre assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme CM66 avec un ratio égal à 0,93.

4. Conclusion

Après avoir donné un grand intérêt aux calculs des assemblages, les résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot sont tous satisfaisant

VII. Le Métré de la charpente

Le métré de la structure consiste à estimer le cout de la matière première, pour se faire on va calculer le poids total de la structure en s'inspirant du poids unitaire des profilés courants cités dans le catalogue de profilés intégré au TEKLA structure.

Désignation	Profilé	Nombre	Longueur totale [m]	Poids unitaire [kG/m]	Poids total [kG]
Contreventements	CAE 70x7	16	118,2	7,38	872,32
Palé de stabilité	CAE 70x7	8	67,88	7,38	500,95
Jarrets	IPE 300	16	30	42,2	1266
Poteaux	HEA 220	16	96	50,5	4848
Pannes	IPE 100	112	672	8,1	5443,2
Potelets	IPE 180	4	27	18,8	507,6
Traverses	IPE 300	16	137,6	42,2	5806,72
Lisses pignon	IPE 120	16	96	10,4	998,4
Lisses Long pan	IPE 120	40	240	10,4	2496
Faitage	IPE 300	8	16	42,2	675,2
console	HEA 180	16	8	35,5	284
Poutre roulement	HEA 200	14	84	42,3	3553,2
Rail de chemin roulement	Fer carrée	8	84	12,56	1055,04
Totaux nets :					28306,64
Prix unitaire (DH/Kg)					9
Prix Total (DH)					254759,76

Tableau 14 : métré de la charpente

Conclusion

Le cout des profilés qui constituent la charpente métallique est égal à peu près 255000 DH. Pour calculer le cout de réalisation de tout l'atelier, nous ajoutons au prix des profilés, le prix du bardage et le cout de la main d'œuvre et du transport de la matière première.

Chapitre 3 : Etude et dimensionnement du pont Roulant

Dans le présent chapitre nous allons commencer
par l'analyse fonctionnelle.

Nous enchaînerons sur la détermination des efforts appliqués
sur les éléments du pont roulant tel que les sollicitations appliquées
sur le monorail et les poutres principales. Nous finirons par une
étude complémentaire du système de renforcement du pont.

I. Introduction

Ce chapitre représente le calcul et dimensionnement du pont roulant de 2000 daN (de capacité) d'un atelier de 17 m de portée pour cette étude on utilise :

- ✓ CTICM : recommandation du centre technique industriel de construction métallique.

1- Définition de pont roulant :

- **Le pont roulant** : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.
- **La voie de roulement** : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- **La poutre de roulement** : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou profilés reconstitués soudés (PRS). Leurs appuis sont constitués par des poteaux.

2- Classement des ponts roulant ressortant des recommandations du CTICM

Classes d'utilisation

Classe A	Utilisation occasionnelle avec longue périodes de repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif
Classe D	Service intensif sévère (période de travail >8h)

Tableau 15: classes d'utilisation des ponts roulants

Etats de charges

0 (très léger)	Charges très faibles soulevées couramment Charge nominale soulevée exceptionnellement
1 (léger)	Charges de l'ordre du tiers de la charge nominale courante Charge nominale soulevée rarement
2 (moyen)	Charges entre le tiers et les deux tiers de la charge nominale courante Charge nominale assez fréquente
3 (lourd)	Charges régulièrement au voisinage de la charge nominale

Tableau 16: états de charges

Groupe des appareils ou de leurs éléments					Coefficient de majoration M (calcul des appareils)	Poutres de roulement flèches horizontales et verticale
Groupe 1	A0				1	L /500
Groupe 2	A1	B0			1	
Groupe 3	A2	B1	C0		1	L /750
Groupe 4	A3	B2	C1	D1	1,06	
Groupe 5		B3	C2	D2	1,12	L /1000
Groupe 6			C3	D3 et D4	1,20	

Tableau 17:valeurs de coefficient de majoration et de flèche de poutre roulement

II. Analyse fonctionnelle :

1. Introduction :

L'analyse fonctionnelle est une démarche qui décrit complètement les fonctions et leurs relations. Elle consiste à rechercher, caractériser, ordonner, hiérarchiser et valoriser les fonctions. La production de tout système ou objet technique doit répondre aux besoins de l'utilisateur. Ainsi, selon ce point de vue, il doit être considéré comme un ensemble fonctionnel, assurant un certain nombre de fonctions. Et non pas uniquement comme un assemblage de pièces. L'étude fonctionnelle d'un produit se fait en deux étapes :

- Une analyse fonctionnelle du besoin assuré par le produit qui consiste à :
 - Une analyse de besoin.
 - Une expression fonctionnelle du besoin.

Cette analyse permet d'établir le cahier de charges fonctionnelle CdCF.

- Une analyse fonctionnelle du produit qui s'intéresse aux fonctions techniques.

La norme NF X 50 -150 définit l'analyse fonctionnelle comme étant une démarche qui consiste à rechercher, ordonner, caractériser, et/ou valoriser les fonctions.

2. Modélisation des systèmes :

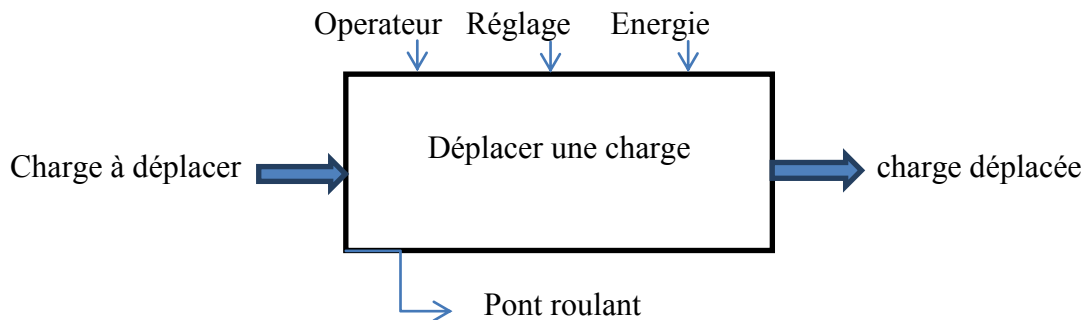


Figure 46: Actigramme A-0

3. Analyse de système :

La production de tout système ou objet technique vient à la suite d'un besoin à satisfaire. Pour que le produit permette de satisfaire le souhait de l'utilisateur, le besoin doit être parfaitement défini au préalable. Afin de valider un besoin il faut passer par les trois étapes suivantes :

3.1 Saisir le besoin :

Notre besoin consiste à créer un moyen de stockage des tubes et des tôles.

3.2 Enoncer le besoin :

La définition du besoin est la réponse aux trois questions suivantes :

- A qui (à quoi) le produit rend-il service ?
- Sur qui (sur quoi) le produit agit-il ?
- Dans quel but le produit existe-t-il ?

La représentation du besoin utilise la présentation de la bête à corne.



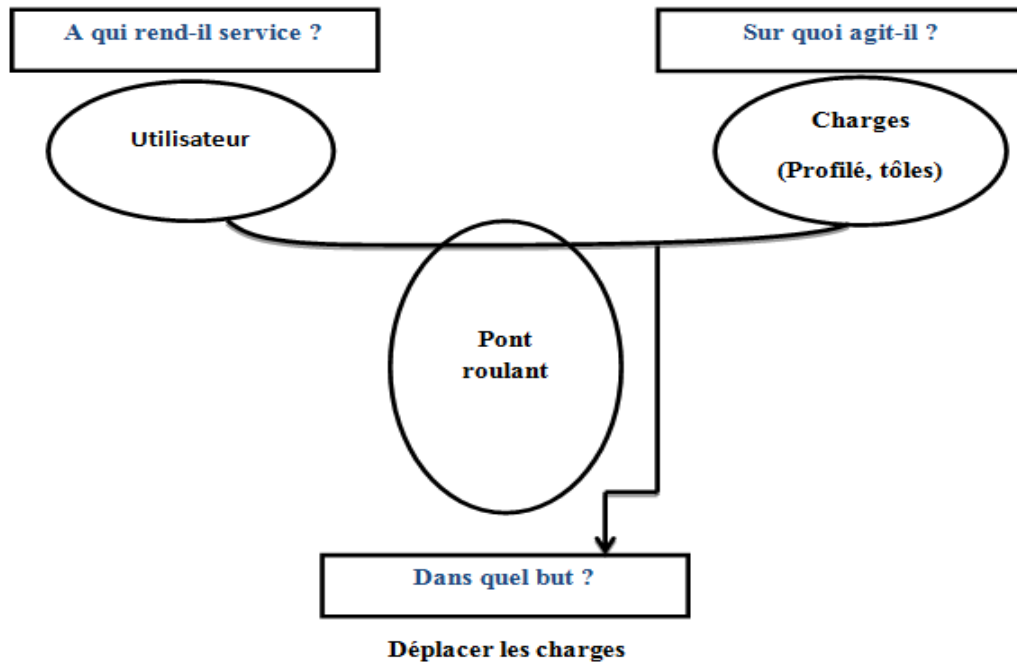


Figure 47: Bête à corne

3.3 Valider le besoin

Pour valider le besoin on doit répondre aux questions suivantes :

- Dans quel but ?

Ce besoin existe dans le but de déplacer ou manutentionner des profilés et des tôles.

- Pour quelle raison ?

Pour faciliter la manutention et gagner plus d'espace.

- Qu'est ce qui pourrait le faire évoluer ?

C'est de changer la méthode de manutention.

- Qu'est ce qui pourrait le faire disparaître ?

Apparition d'une nouvelle méthode de manutention.

III. Expression fonctionnelle de besoin :

Ces critères sont formulés de façon à faire apparaître le niveau d'exigence souhaité par l'Utilisateur.

1. Définition d'une fonction :

Action d'un produit ou de l'un de ses constituants exprimés exclusivement par terme de fiabilité formulé en verbe à l'infinif.

- Fonction de service (principale) répond au besoin exprimé par l'utilisateur.
- Fonction technique (contrainte) n'est demandée explicitement par l'utilisateur mais elle est nécessaire pour assurer la fonction de service.

2. Recherche de milieux extérieurs :

Les milieux extérieurs au produit sont :

- Stabilité
- Energie
- Sécurité
- Environnement
- Cout
- Charges
- Esthétique
- Utilisateur

3. L'outil Pieuvre :

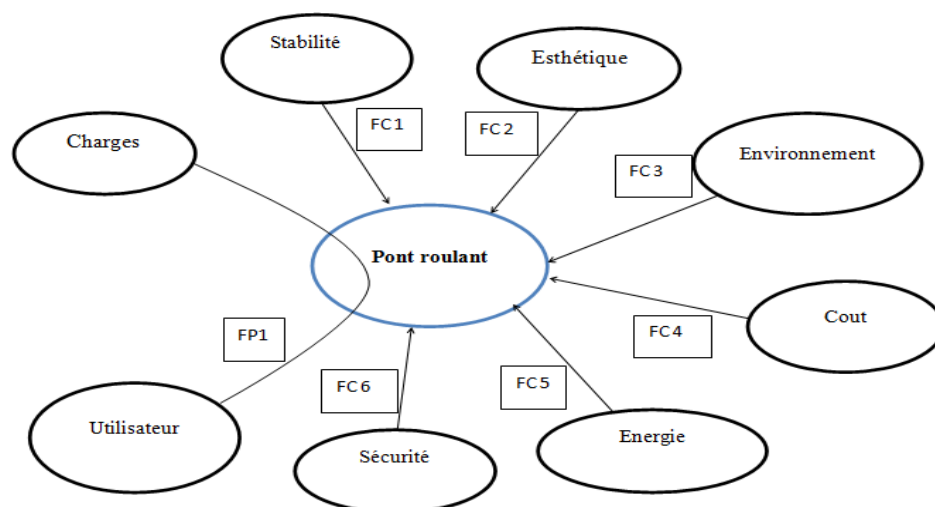


Figure 48:Pieuvre

FP1 : Permettre à l'utilisateur de déplacer les charges.

Fc1 : Etre stable au cours de manutention.

Fc2 : Permettre la sécurité de l'utilisateur lors de fonctionnement du système.

Fc3 : S'adapter à l'environnement.

Fc4 : Avoir un cout raisonnable.

Fc5 : S'adapter à l'énergie.

Fc6 : Plaire à l'œil

4. Hiérarchisation des fonctions de service :

Cette opération consiste à classer les fonctions de services selon leurs importances relatives.

L'outil suivant appelé << tri croisé >> permet de comparer les fonctions de services un à une et d'attribuer à chaque fois une note de supériorité allons de 0 à 3

0 : pas de supériorité

1 : légèrement supérieur.

2 : moyennement supérieur.

3 : nettement supérieur.

NB : On ajoute 1 point à toutes les fonctions pour que la fonction FC6 ne soit 0.

	FC1	FC2	FC3	FC4	FC5	FC6	point	%	Rang
FP1	1	3	3	3	2	3	16	33.34	1
	FC1	3	2	3	2	2	13	27	2
		FC2	1	1	2	2	7	14.7	3
			FC3	1	1	1	4	8.35	4
				FC4	2	2	5	10.43	5
					FC5	1	2	4.18	6
						FC6	1	2	7
							48	100%	

Tableau 18:Tri croisé

On remarque que la fonction la plus importante est (FP1) qui exprime la fonction principale du moyen de moyenne de manutention.

5. FAST

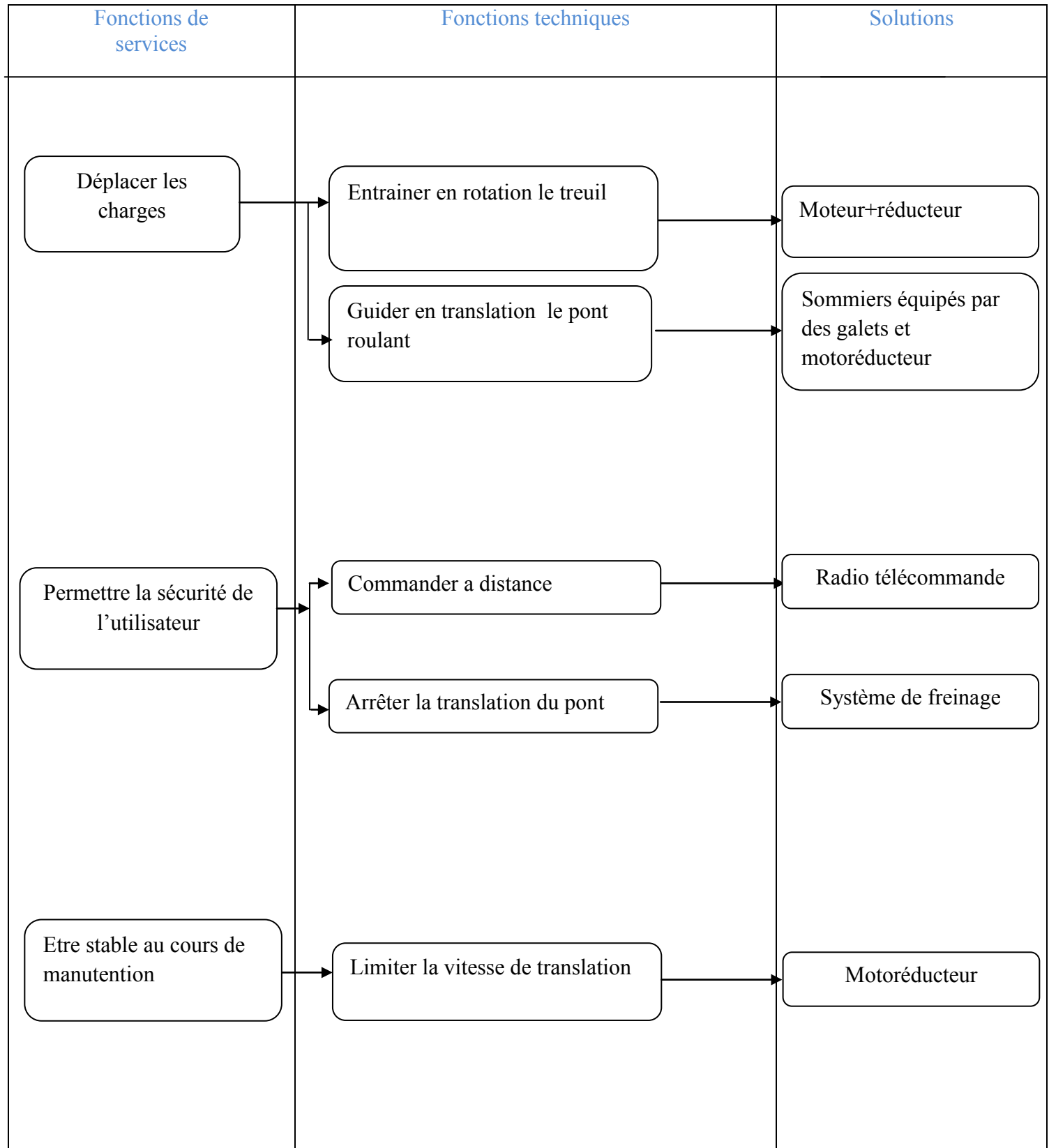


Tableau 19:FAST

6. Elément du cahier des charges :

Fonction	Expression de la fonction	Critères	Niveau d'exigence	Flexibilité
FP1	Permettre à l'utilisateur de déplacer les charges	Poids de charge	2000 Kg	± 500 Kg
FC1	Etre stable au cours de manutention.	Déplacement		
FC2	Permettre la sécurité de l'utilisateur lors de fonctionnement du système.	Isolation Bruit Norme de sécurité	Norme	
FC3	S'adapter à l'environnement.			
FC4	Avoir un cout raisonnable.	Prix	140000Dh	±3000Dh
FC5	S'adapter à l'énergie.			
FC6	Plaire à l'œil.	Couleur		

Tableau 20:Cahier de charge

IV. Calcul mécanique

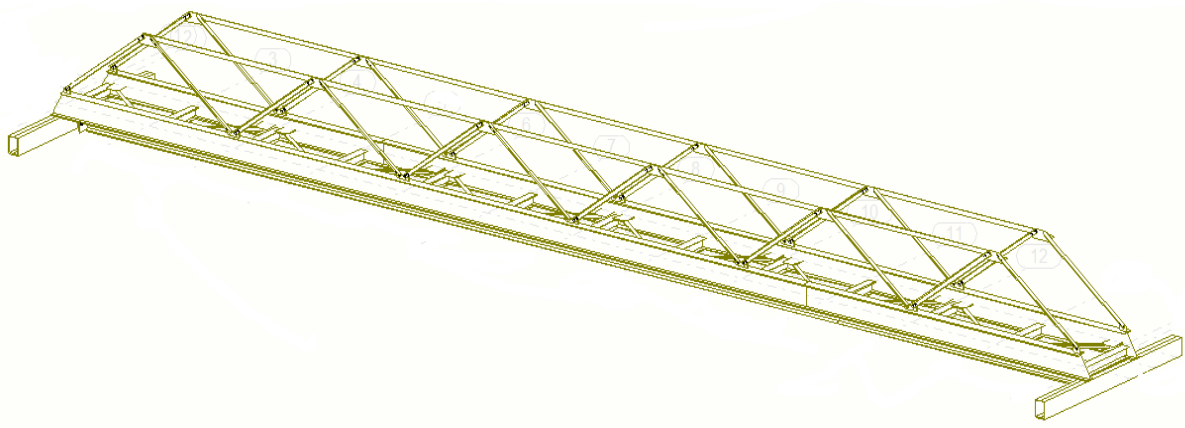


Figure 49:vue 3D pont roulant

1. Dimensionnement de poutre monorail

Chacune des ailes de la poutre monorail fonctionne comme une console.

Chaque galet du palan applique une charge sur l'aile inférieure de la poutre est égale $P/4$ ($P=2000 \text{ daN}$).

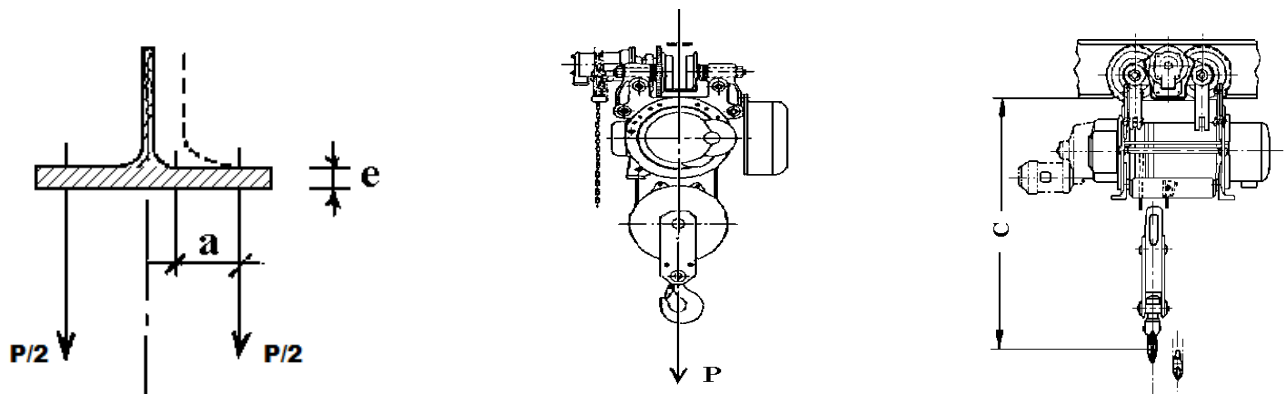


Figure 50:charges appliquées sur le monorail

Largeur collaborant (x) pour un galet, on admet une répartition à 60° :



Figure 51:répartition de charges sur l'aile inférieure

$$x = 2 a \operatorname{tg} 60^\circ = 3,46 a$$

Mais il est couramment admis de prendre $x = \pi a$

On suppose qu'il y'a un seul galet qui applique une demi charge (P/2) sur chaque aile de poutre monorail

Condition de résistance :

$$\sigma = \frac{M}{I/V} \leq \sigma_e$$

Équation 9:contrainte de flexion

Moment dans la coupure :

$$M = \frac{P \cdot a}{2}$$

Moment quadratique de la section :

$$I = \frac{x e^3}{12}$$

Module de flexion :


$$\frac{I}{v} = \frac{x e^2}{6} \quad \text{avec} \quad v = \frac{e}{2}$$

Il en résulte :

$$\sigma = \frac{6 \frac{P}{2} \cdot a}{x e^2} \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{6P}{2 \pi e^2} \leq \sigma_e \quad \text{avec} \quad x = \pi a$$

$$e \geq \sqrt{\frac{3P}{\pi \sigma_e}} \quad \text{alors} \quad e \geq \sqrt{\frac{3 \times 25 \cdot 10^3}{240 \pi}} = 9.9 \text{ mm}$$

 IPN 260 (voir annexe 10)

La poutre monorail IPN 260 est suspendue sur des poutres HEA 120 de 992 mm d'espacement par une distance l .

Ces poutres HEA 120 sont posées sur les ailes inférieures de 2 poutres IPE270 espacées de 1 m

2. Calcul de fléchissement de la poutre IPE 270

D'après le cahier des charges, notre pont doit résister à un poids de 2000 kg ce qui équivaut environ à 2000 daN. Cela fait que notre poutre IPE 270 doit résister à un poids de 1000 daN. Nous devons ajouter 16,6 daN/m qui proviennent du fait que le pont roulant doit également supporter son propre poids.

Poids appliquée sur les deux poutres IPE 270 (chaque poutre est de 17 m de long)

Poids de IPN 260 (1x17m) $M_1=17.9 \text{ Kg /m}$ \longrightarrow $Q_1=17.9\text{Kg/m}$

Poids de HEA 120 (13x1m) $M_2=19.91 \text{ Kg /m}$ \longrightarrow $Q_2=15.2 \text{ Kg /m}$ $(19.91 \times 13 / 17)$

Charge a levée $P=2000 \text{ daN}$

Donc sur une poutre IPE 270 on a :

Une charge repartie de $Q = (Q_1+Q_2)/2 = 16.6 \text{ daN/m}$

Demi charge a levée $P'=P /2=1000\text{daN}$ concentrée au milieu de la poutre (le cas le plus défavorable)

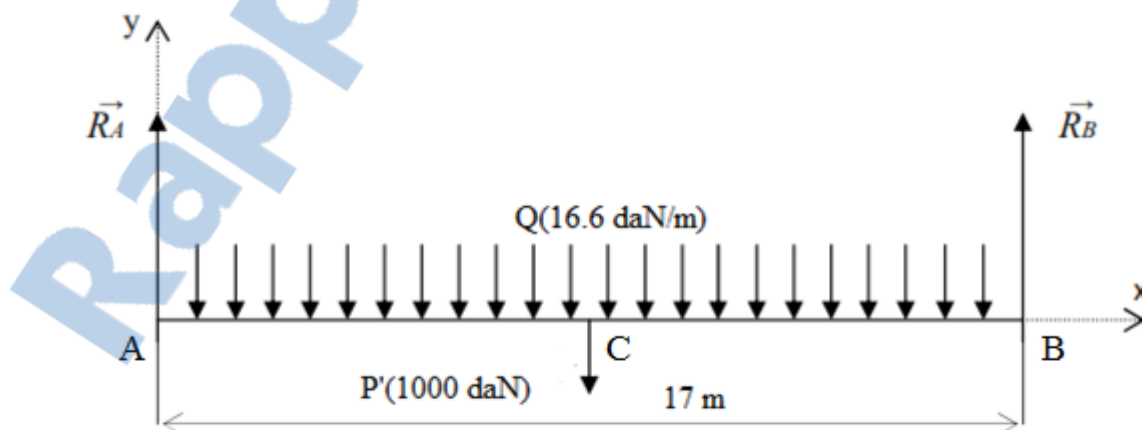


Figure 52:charges appliquées sur la poutre IPE270

La flèche maximale est :

$$f_{\max} = y_c = -\frac{l^3}{48EI_{Gz}} \left(\frac{5Q \times l}{8} + P' \right) \leq f_{\limite}$$

Équation 10: flèche (charge répartie avec effort concentré au milieu)

Avec $f_{\limite} = K.l = 17 \text{ mm}$

K est un coefficient qui dépend de la nature de construction.

Charge mobile : $k = 1/1000$

Charge fixe : $k = 1/500$

$$f_{\max} = y_c = -\frac{l^3}{48EI_{Gz}} \left(\frac{5Q \times l}{8} + P' \right) \leq f_{\limite}$$

$$f_{\max} = y_c = -\frac{17000^3}{48 \times 2,1.10^5 \times 5790.10^4} \left(\frac{5 \times 166.10^{-3} \times 17000}{8} + 1000 \times 10 \right)$$

$$f_{\max} = 99 \text{ mm} \geq f_{\limite} \dots \dots \dots \text{condition pas vérifiée}$$

La condition de flèche n'est pas vérifiée donc Nous avons décidé de renforcer les deux éléments porteurs de notre pont au moyen de deux treillis, il nous faut maintenant décider quel treillis sera optimal. Notre cahier des charges nous impose un treillis isostatique, cela nous conduit à introduire une relation entre le nombre de nœuds, de barres et de réactions de liaisons. Cette relation est $2N = P+3$ où N représente le nombre de nœuds et P le nombre de barres. Dans les treillis plans vérifiant cette relation, nous avons choisi celui de Treillis Warren (nous avons placé en annexe 11 les différents types de treillis) : barres obliques et horizontales. Les barres sont principalement Sollicitées en compression. En effet, dans un treillis articulé, toutes les barres sont soit en traction soit en compression, et toutes les forces extérieures s'exercent aux nœuds.

3. Calcul de résistance des treillis

3.1 Introduction

Il existe deux méthodes principales pour effectuer les calculs de résistance dans le treillis : la méthode de Ritter et l'équilibre aux nœuds. En voici une explication brève.

Méthode de Ritter

On désire calculer l'effort normal dans une barre. On va pour cela couper la structure en deux parties disjointes. Ensuite, on remplace les barres coupées par l'effort qu'elles subissent. On pourra alors écrire les équations d'équilibre en faisant en sorte que l'effort normal soit la seule inconnue dans l'équation. S'il y a plusieurs inconnues, on écrira l'équilibre de rotation autour du point d'intersection des autres vecteurs forces inconnus. Dans le cas où les deux autres forces ont leur point d'intersection à l'infini, cela devient un équilibre de translation vertical si les deux autres forces sont horizontales.

- **Equilibre aux nœuds**

Le but est ici d'isoler un nœud en coupant les barres qui y aboutissent. On applique ensuite les efforts normaux et les efforts extérieurs (charge, etc.). Enfin, on écrit les différentes équations d'équilibre suivant les deux dimensions. C'est cette méthode que nous allons mettre en application afin de déterminer les efforts appliqués aux barres de notre système isostatique.

3.2 Calculs

Chacun des deux treillis doit supporter 16,6 daN/m. Cela fait que notre treillis doit résister à un poids de 282,2 daN. Nous devons ajouter 1000 daN qui provient du fait que la treillis doit également supporter la charge qu'on veut levée.

Dans un treillis, nous pouvons considérer que la force répartie s'applique aux nœuds. Celle-ci étant dans chaque treillis de 1282,2 daN (282,2 daN + 1000 daN), l'effort se répartira comme montré sur la figure 52.

Toutes les mesures sur les schémas qui suivent sont exprimées en daN. Les barres et horizontales mesurent 2,84 m et les barres obliques font un angle de $29,4^\circ$ degré avec l'horizontale.

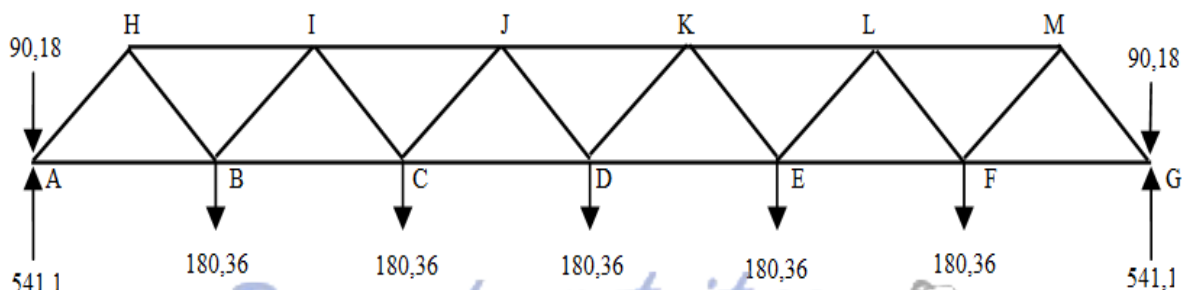
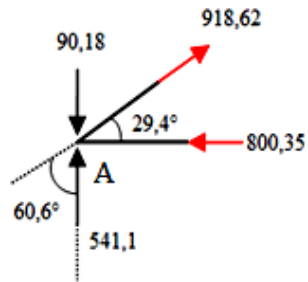


Figure 53: effort de sollicitations sur treillis type Warren

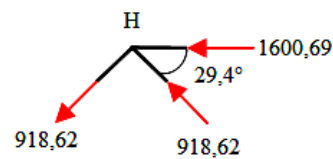
- Commençons par le nœud A.



918,62 daN est le résultat de $(541,1 \cos 60,6 - 90,18 \cos 60,6)$

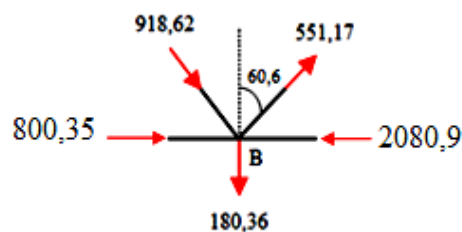
$$800,35 = 918,62 \cos 29,4$$

- Passons au nœud situé juste au dessus, le nœud H.



$$1600,69 = 2 \times (918,62 \cos 29,4)$$

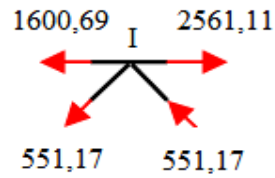
- Etudions le nœud B.



$$551,17 = 918,62 + 180,36 / \cos 60,6$$

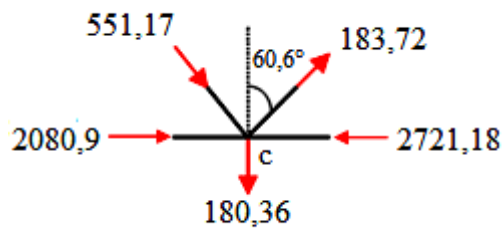
$$2080,9 = 800,35 + 918,62 \cos 29,4 + 551,17 \cos 29,4$$

- Nous poursuivons avec le nœud I.



$$2561,11 = 1600,69 + 2 \times (551,17 \cos 29,4)$$

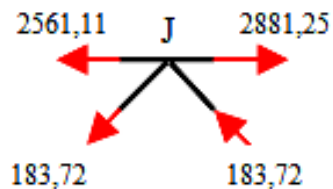
- Nous arrivons au nœud C.



$$183,72 = 551,17 + 180,36 / \cos 60,6$$

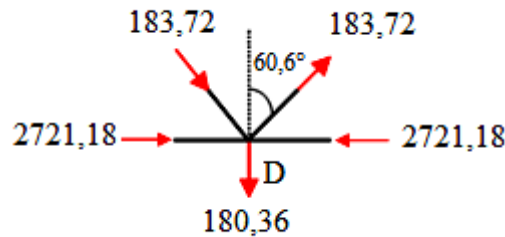
$$2721,18 = 2080,9 + 551,17 \cos 29,4 + 183,72 \cos 29,4$$

- Par suite, Etudions le nœud J.



$$2881,25 = 2561,11 + 2 \times (183,72 \cos 29,4)$$

- Terminons par le nœud D.



Les nœuds E, F, G, K, L et M s'obtiennent en utilisant la symétrie du treillis.

3.3 Dimensionnement du treillis :

Après avoir calculé les efforts qui se répartissent dans les différentes barres du treillis, il faut choisir les poutres appropriées. Ces poutres doivent d'une part supporter les charges auxquelles le pont sera soumis mais aussi faire face, sans céder, à différentes éventualités, pour lesquelles elle n'a pas été prévue. C'est pourquoi, nous ne dimensionnons pas nos poutres au plus juste pour résister seulement à la charge maximale du cahier des charges, mais nous introduisons un coefficient de sécurité de 2. Celui-ci nous assure que le treillis résistera d'une part à la charge prévue mais aussi à certaines situations inattendues.

Comme nous sommes dans le cas d'un treillis isostatique, nous avons vu que les poutres ne sont soumises qu'à la traction ou à la compression. Tous les autres types de sollicitations qui apparaîtraient du fait que le treillis n'est pas totalement isostatique et articulé peuvent être négligés, car elles sont très faibles par rapport aux tractions et compressions.

Dans un premier temps, nous allons nous intéresser aux poutres soumises à la compression. Dans ce cas-ci, une poutre cédera pour deux raisons. Il se pourrait que l'effort que subit la poutre soit supérieur à la limite de résistance de l'acier et celui-ci céderait. Cependant, ce phénomène ne se rencontre pas souvent en compression car un autre problème apparaît avant : le flambement. Lorsqu'on comprime une poutre, avant de céder, elle va essayer de réduire l'effort qui lui est appliqué et va se plier sur un de ses côtés. Il faudra donc tenir compte de ce phénomène pour le dimensionnement des poutres.

Le calcul de résistance d'une poutre en acier à la compression se fait comme suit.

On calcule d'abord l'élancement de la poutre

$$\lambda = \frac{l_f}{r}$$

l_f est la longueur de flambement. Dans notre cas, elle vaut la distance entre deux nœuds. Si la poutre était encastree aux deux extrémités, elle vaudrait la moitié de la distance entre deux nœuds, si la poutre était articulée d'un côté et encastree de l'autre ce serait la longueur divisée par la racine carrée de deux et si la poutre n'était encastree que d'un seul côté et libre de l'autre ce serait deux fois cette longueur.

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ est le rayon de giration de la poutre. Il correspond à la racine carrée du produit d'inertie I suivant la direction où l'on souhaite calculer la résistance au flambement divisé par la section de la poutre A .

Il peut se présenter trois cas de figure possible.

- Si λ est inférieur à 20, il ne faut pas tenir compte du flambement et la limite de rupture de la poutre sera fonction simplement de sa limite élastique.
- Si λ est compris entre 20 et 175 il faudra tenir compte du flambement dans le calcul de résistance de la poutre comme il sera expliqué par après.
- Si λ est supérieur à 175 la poutre est instable et il faudra utiliser une autre poutre dont l'élancement sera plus faible.

Dans le cas où il faut tenir compte du flambement, la résistance théorique de la poutre à la compression E_{\max} s'exprime comme suit :

$$\sigma = \frac{E}{\lambda^2} \leq \varphi \cdot R_e$$

$$E_{\max} = \varphi \cdot R_e \cdot A$$

Équation 11: résistance maximale de compression

φ est le coefficient de réduction au flambement, sa valeur se trouve dans l'annexe 12, et est fonction de l'élancement λ et du type d'acier utilisé.

A est la section de la poutre.

R_e est la limite élastique à la traction de l'acier, c'est la valeur au delà de laquelle l'acier ne subit plus une déformation réversible mais plastique. Il existe différentes qualités d'acier qui se caractérisent par des valeurs différentes de leur limite élastique. Pour un acier de basse qualité de type S235 elle vaut 235 N/mm² c'est-à-dire 23500 N/cm².

Faisons le calcul pour le plus grand effort en compression dans notre passerelle qui est de

2881,25 daN. Nous avons essayé différentes poutres et choisi des sections cornières égales de 70 mm et de 7 mm d'épaisseur (L70x7). Ces poutres ont un rayon de giration de 2,12 cm et une section de 9,40 cm². Ces valeurs se trouvent dans l'annexe 13.

L'élancement sera :

$$\lambda = \frac{284}{2,12} = 133 \approx 140 \text{ cm}$$

Dans le tableau en annexe 12 nous trouvons un coefficient ϕ égal à 0,36.

La poutre résistera donc à :

$$E_{\max} = 0,36 \times 9,40 \times 23500 = 7952,4 \text{ daN}$$

Ce qui est bien plus de 2 fois (coefficient de sécurité) supérieur à l'effort maximal en compression.

Pour des raisons d'homogénéité, de coût et de facilité pour l'assemblage, nous utilisons les mêmes poutres sur toute la passerelle. Il faudra encore vérifier que celles-ci résisteront à la traction. Pour ce faire, nous vérifions simplement la résistance de la poutre soumise à la plus forte traction. Si celle-ci résiste, toutes résisteront.

La résistance d'une poutre à la traction se calcule comme suit.

$$E_{\max} = R_e \cdot A$$

Dans notre treillis l'effort maximal en traction est d'environ 2721,18 daN et une poutre résistera à $E_{\max} = 23500 \times 9,40 = 22090 \text{ daN}$, ce qui est plus que suffisant.

Notre treillis sera donc constitué de cornières L70x70x7 mm.

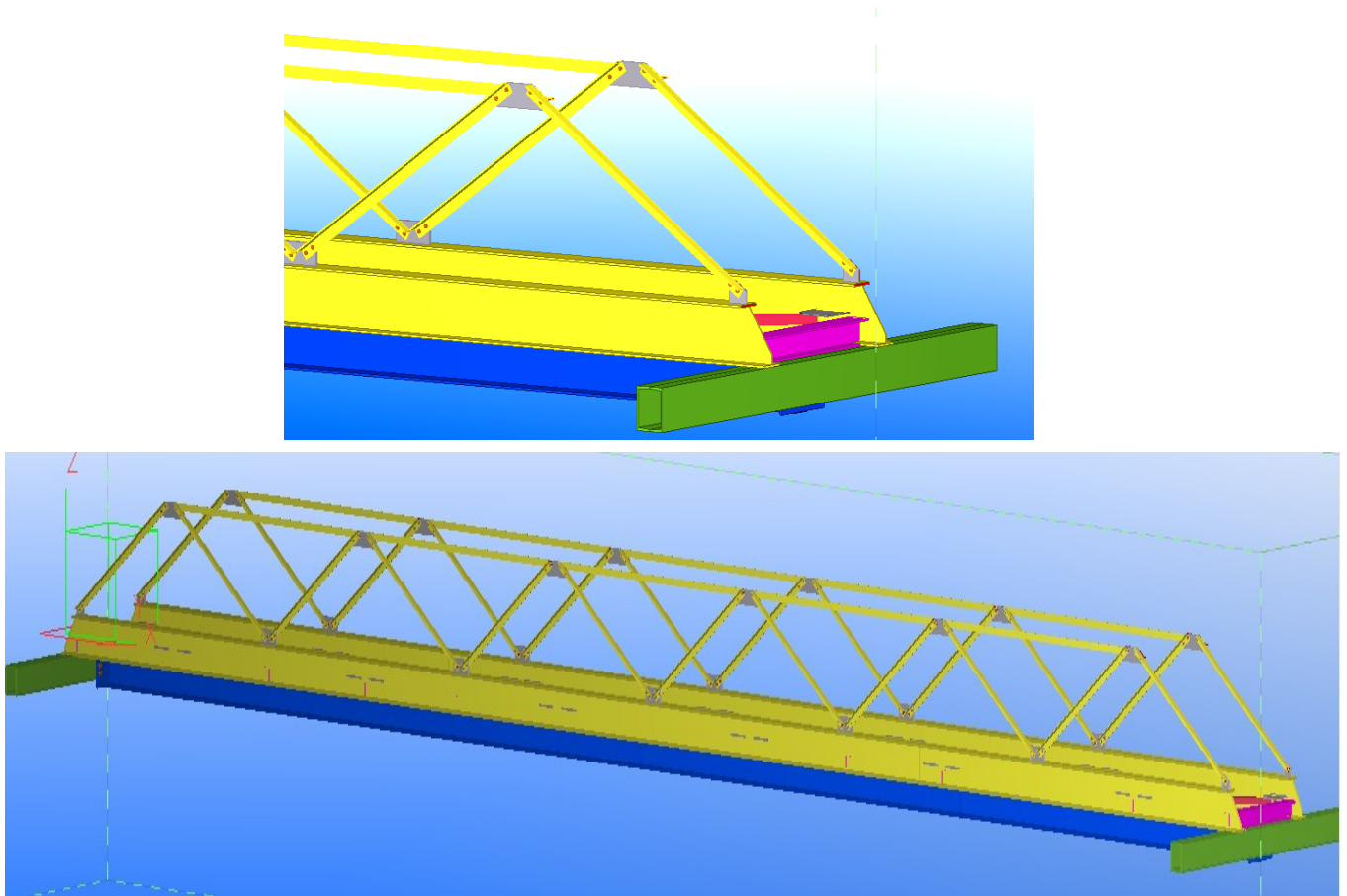


Figure 54: structure finale du pont roulant

4. Les rails

Les rails ordinaires suivant la figure 54 ci-dessous s'emploient fréquemment pour les chemins de roulement de ponts roulant légers constitués par des laminés. On les fournit soit carrés, soit avec les coins supérieurs arrondis ou chanfreinés, soit encore avec la surface de roulement bombée.

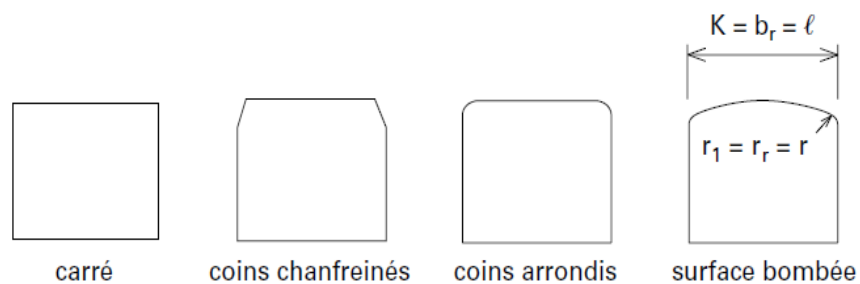


Figure 55: Rails en méplat

PROFILS DES RAILS :

- Jusqu'à 5,10 T rail carrés de 40
- Ponts moyens < 20 T rails Vignoles.
- Ponts puissants rails Burbach (meilleure répartition de la charge).

Pour notre cas on choisit un rail carré de 40 (capacité de notre pont et 2 T) qui convient avec les galets de sommier

FIXATIONS DES RAILS :

- Soudure

5. Calcul de diamètre de boulon de support de la poutre IPN 260

Pour un système démontable, on va choisir l'assemblage par boulon. Alors là, on va prendre un diamètre de boulon $d = 16$ mm pour assembler le monorail IPN 260.

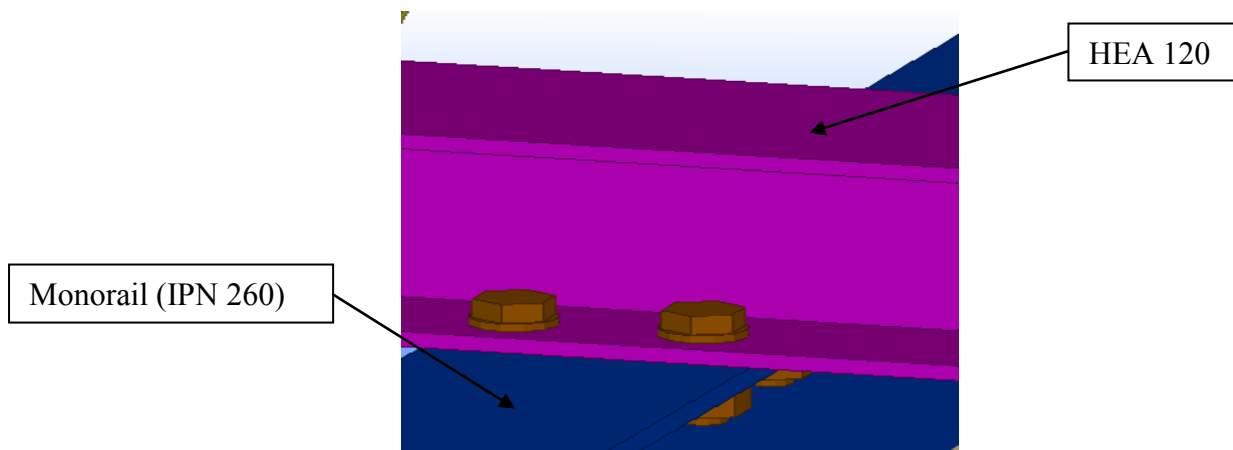


Figure 56: assemblage du monorail IPN 260

6.1 Calcul de contrainte de traction (voir annexe 14)

$$\sigma_0 = \frac{N_0}{\frac{\pi d^2}{4}}$$

Équation 12: contrainte de traction

Or : $N_0 = F$ (effort de traction)

$$C = (0,16 \times p + 0,583 \times f_f \times d_2 + 0,5 \times f_t \times D_m) \times F$$

Équation 13: couple de serrage

(Voir annexe 15)

$$\Rightarrow F = \frac{C}{0,16 \times p + 0,583 \times f_f \times d_2 + 0,5 \times f_t \times D_m}$$

On a:

- Couple de serrage : $C = 153 \text{ Nm}$ (Voir annexe 15)
- Pas : $p = 4 \text{ mm}$
- Frottement au niveau de filetage : $f_f = 0,10$
- Frottement entre tête (vis) et support (pièce) : $f_t = 0,18$
- Diamètre moyen au niveau de la tête : $D_m = 18 \text{ mm}$
- Diamètre sur flanc : $d_2 = 16 \text{ mm}$
- Nombre des boulons=4
- Charge=25000N

AN :

$$F = \frac{153 \times 10^3}{0,16 \times 4 + 0,583 \times 0,10 \times 16 + 0,5 \times 0,18 \times 18} = 47920,32 \text{ N} \geq \text{charge}/4$$

$$\sigma_0 = \frac{47920,32}{\frac{\pi \times 16^2}{4}} = 188,31 \text{ N/mm}^2$$

6.2 Calcul de contrainte de torsion (voir annexe 16)

On a:

Moment de torsion : $M_0 = C = 153 \text{ Nm}$

$$\tau_0 = \frac{16 \times M_0}{\pi \times d^3}$$

Équation 14:contrainte de torsion

AN :

$$\tau_0 = \frac{16 \times 153.10^3}{\pi \times 16^3} = 190,23 \text{ N/mm}^2$$

6.3 Calcul de contrainte idéale

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_0^2 + 4 \times \tau_0^2}$$

$$\text{AN : } \sigma_i = \sqrt{188,31^2 + 4 \times 190,23^2} = 424,51 \text{ N/mm}^2$$

6.4 La condition de résistance

$$\sigma_i \leq R_{pe}$$

$$\text{Or : } R_{pe} = \frac{R_e}{s}$$

On a :

- Résistance à la rupture : $R_r = 1220 \text{ N.mm}$
- $y = 129 \text{ mm}$ longueur du vis
- Coefficient de sécurité : $s = 3$

$$R_e = \frac{R_r \times y}{10} = 15738 \text{ N.mm}$$

D'où :

$$Rp_e = \frac{15738}{3} = 5246 \text{ N.mm}$$

Alors $424,51 \leq 5246$

Donc le choix de diamètre $d = 16 \text{ mm}$ est vérifié.

6. Calcul de soudure (voir annexe 17)

On prend la section d'une poutre HEA pour calculer les cordons de la soudure.

7.1 Calcul de charge sur le cordon

- L'endroit de cordon : $n = 2$ endroits
- Charge sur le monorail: $P = 25000 \text{ N}$

$$F = \frac{P}{n} = 12500 \text{ N}$$

7.2 Calcul de Contrainte de cisaillement

$$\tau_{moy} = \frac{F}{L \times e} \leq Rp_r$$

Équation 15:contrainte de cisaillement

$$\Rightarrow e \geq \frac{F}{L \times Rp_r}$$

Avec :

- Charge sur le cordon : $F = 25000 \text{ N}$
- Nombre de poutres : $n=2$ poutres
- Longueur de cordon : $L = 500 \times n = 1000 \text{ mm}$
- $Rr_e = 400 \text{ Mpa}$
- $s = 3$

$$Rp_r = \frac{0,8 \times Rr_e}{s} = \frac{0,8 \times 400}{3} = 106,66 \text{ N/mm}^2$$

AN :

$$e \geq \frac{25000}{1000 \times 106,66} = 0,24 \text{ mm}$$

On prend le choix d'épaisseur de cordon $e = 3 \text{ mm}$

CONCLUSION GENERALE

Ce projet consiste à dimensionner un atelier en charpente métallique d'une forme rectangulaire simple équipé d'un pont roulant.

La structure a été dimensionnée selon le règlement CM66, tout en essayant de choisir les profilés adéquats afin que la structure soit la plus légère et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le vent et le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

Dans ce projet, je me suis familiarisé avec les différents règlements et lois en vigueur vis-à-vis de l'étude d'une structure métallique, le perfectionnement de mes connaissances en matière de conception, de dimensionnement, l'application des connaissances théoriques acquises lors de la formation.

Ce projet nous a ainsi donné l'occasion de nous familiariser avec les différents outils informatiques utilisés dans la profession (Robot structural analysis, AutoCad, Tekla) et de maîtriser les différentes dispositions légales et réglementaires régissant les principes et les concepts de calcul d'ouvrages dans le domaine de la construction.

BIBLIOGRAPHIE

Jean .Morel, « Conception et calcul des structures métalliques », Ed.Eyrolles ,1975.

Règles de calcul des constructions an acier (CM66), ITBTP, CTICM, Ed.Eyrolles ,1976 .

Règles de Neige et vent (NV65), ITBTP, CTICM, Ed.Eyrolles ,1976.

I.Mirolioubov et Coll, « Problèmes de résistance des matériaux » 2^e édition

Lahlou DAHMANI, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique »

Guide de dessinateur industriel

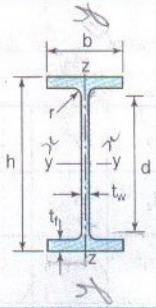
Guide de calcul mécanique

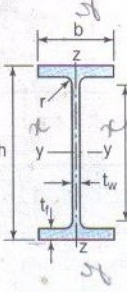
ANNEXES

Annexe1 : Province et régions de vent.

<i>Provinces</i>	<i>Municipalités-Cercles</i>	<i>Régions</i>
Ad-Dakhla	Ad-Dakhla; Al-Argoub; Bir Gandoui	1
	Bir Anzarane; Aousard	4
Agadir	Agadir; Inzegane; Biougra	1
Al Hoceima	Al Hoceima; B. Boufran ; Ajdit	1
Azilal	Azilal ; Damnat ; Ouaouizarht	4
Beni-Maellal	Beni-Mallal; Had Ould Ben Moussa; Fkih Ben Salah; Kasb-Tadla	1
Ben Slimane	Ben Slimane; Bouznika	1
Boulmane	Boulmane ; Missour ; Outate El Haj	4
Boujdour (*)	Boujdour ; La partie Est	1
Casablanca	Casa ; Mouhamadia ; Tit Mellil ; Nouasser ; dar Bouazza ; Ain Harrouda	1
Chefchaoun	Chefchaoun; Mokrissat; Bab Berred; Sidi Bennour	4
El Jadida	El Jadida ; Azemmour ; Sidi Smail ; Sidi Bennour	1
El Kelaâ	El Kelaâ ; Attaouia; Sidi Bou Othmane; Ben Querir	1
Errachidia (*)	Errachidia ; Rich – Assoi ; Goulmima	3
	Erfoud - Rissani	4
Essaouira	Essaouira ; Tamaner	3
Essemara	Essemara	4
Fés	Fés ; Sefrou	2
Figuig	Figuig ; Beni Tajjit	4
Ifrane	Ifrane ; Azrou	3
Goulmime(*)	Goulmime; Bou Zekarn	2
	Assa Zag	4
Khemissat	Khemissat ; Tiflet ; Romani ; Oulmes	1
Kenitra	Kenitra ; Sidi Slimane ; Souk El Arba du Gharbe	1
		1
Khenifra(*)	Khenifra ; El Kbab	4
	Midelt	3
Khouribga	Khouribga ; Oued Zem ; Boujad	1
Laâyoune(*)	Laâyoune ; daoura	2
Marrakech	Marrakech ; Ait Ourir ; Tahannaoute ; Amzmiz ; Imin-tanoute ; Chechaoua	1
Meknes	Meknes ; El hajeb	1
Nador	Nador ; Zaïon ; Zghanghane; Driouch ; Mider	1
Ouarzazat	Ourzazat ; Boumalne; Ane;	3
	Zagora	4
Oujda (*)	Oujda; Berkane ; Taourirt	3
	Jerada	4
Rabat	Rabat ; Salé	1
Safi	Safi ; Jamaâ Shaim ; Chemaia	1
Settat	Settat; Ben Ehmed; Berrechid; El Bourouj	1
Sidi Kacem	Sidi Kacem; Machraâ Bel Le Ksiri; Had Kourt; Ouazzane	1
Skhirate	Skhirate ; Temara	1
Tanger	Tanger ; Asila	3
Tan-Tan	Tan-Tan	2
Taroudant	Taroudant ; Ouled Taima; Irherm; Taliouine	4
Tata	Tata; Akka; Fom Zguid	4
Taounate	Taounate; Tissa; Kariet Ba Mohamed; Ghfsai	4
Taza	Taza; Thsia; Gercif ; Aknoui ; Taïnesté	3
Tetouan	Tetouan ; Lrache	2
	Ksar El Kebir	1
Tiznit (*)	Tiznit; Ifni; Anezi	2
	Tafraoute	4
	Tleta des Akhasass	4

Annexe2 : caractéristiques des sections IPE.

		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
IPE	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4
	IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0

IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	
	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
	IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
	IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

Annexe3 : valeurs du coefficient de flambement K en fonction de l'élancement.

$$\tau_e = 24$$

Élancement λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,002	1,002	1,003
10	1,004	1,004	1,005	1,006	1,007	1,008	1,009	1,010	1,012	1,013
20	1,015	1,016	1,018	1,019	1,021	1,023	1,025	1,028	1,030	1,032
30	1,035	1,037	1,040	1,043	1,046	1,049	1,052	1,056	1,060	1,063
40	1,067	1,071	1,076	1,080	1,085	1,090	1,095	1,100	1,105	1,111
50	1,117	1,123	1,130	1,137	1,144	1,151	1,159	1,166	1,175	1,183
60	1,192	1,201	1,211	1,221	1,231	1,242	1,253	1,265	1,277	1,289
70	1,302	1,315	1,328	1,342	1,357	1,372	1,387	1,403	1,420	1,436
80	1,453	1,471	1,489	1,508	1,527	1,547	1,567	1,587	1,608	1,629
90	1,651	1,674	1,696	1,719	1,743	1,767	1,792	1,817	1,842	1,868
100	1,894	1,921	1,947	1,975	2,003	2,031	2,060	2,089	2,118	2,148
110	2,178	2,209	2,240	2,271	2,303	2,335	2,367	2,400	2,433	2,467
120	2,501	2,535	2,570	2,605	2,640	2,676	2,712	2,748	2,785	2,822
130	2,860	2,897	2,936	2,974	3,013	3,052	3,091	3,131	3,172	3,212
140	3,253	3,294	3,335	3,377	3,419	3,462	3,504	3,548	3,591	3,635
150	3,679	3,723	3,768	3,813	3,858	3,904	3,950	3,997	4,043	4,090
160	4,137	4,18	4,23	4,28	4,33	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58
170	4,63	4,68	4,73	4,78	4,83	4,88	4,94	4,99	5,04	5,09
180	5,15	5,20	5,26	5,31	5,36	5,42	5,48	5,53	5,59	5,64
190	5,70	5,76	5,81	5,87	5,93	5,99	6,05	6,11	6,16	6,22
200	6,28	6,34	6,40	6,46	6,53	6,59	6,65	6,71	6,77	6,84
210	6,90	6,96	7,03	7,09	7,15	7,22	7,28	7,35	7,41	7,48
220	7,54	7,61	7,67	7,74	7,81	7,88	7,94	8,01	8,08	8,15
230	8,22	8,29	8,36	8,43	8,49	8,57	8,64	8,71	8,78	8,85
240	8,92	8,99	9,07	9,14	9,21	9,29	9,36	9,43	9,51	9,58
250	9,66	9,74	9,81	9,88	9,96	10,04	10,11	10,19	10,27	10,35
260	10,43	10,50	10,58	10,66	10,74	10,82	10,90	10,98	11,06	11,14
270	11,22	11,30	11,38	11,47	11,55	11,63	11,71	11,80	11,88	11,96
280	12,05	12,13	12,22	12,30	12,39	12,47	12,56	12,64	12,73	12,82
290	12,90	12,99	13,08	13,17	13,26	13,35	13,44	13,52	13,61	13,71
300	13,79									

Annexe4 : Note de calcul du vent.

CALCUL DES CHARGES DE NEIGE ET VENT selon NV65 02/09

DIMENSIONS DU BATIMENT

Hauteur:	7 m
Largeur:	17, 00 m
Profondeur:	42, 00 m
Toitures isolées:	inactive
Flèche de la toiture:	0,57 m
Entraxe des portiques:	6,00 m
Position du sol:	0,00 m
Altitude de la construction:	7 m

DONNEES VENT

Région:	1	
Type vent:	normal	
Site:	normal	ks= 1,000
Toiture multiple:	activé	
Potelets intermédiaires:	actif	
Décrochements de façade:	activés	
Ce-Ci Minimum	non actif	
Action dynamique du vent:	désactivée	
Pression de base:	0,40 kPa	

barre: 31	x = 0.00	q _H :	0,38 kPa	q _r = q _H * ks :	0,38 kPa
	x = 1.00	q _H :	0,46 kPa	q _r = q _H * ks :	0,46 kPa
barre: 1	x = 0.00	q _H :	0,45 kPa	q _r = q _H * ks :	0,45 kPa
	x = 1.00	q _H :	0,46 kPa	q _r = q _H * ks :	0,46 kPa
barre: 2	x = 0.00	q _H :	0,46 kPa	q _r = q _H * ks :	0,46 kPa
	x = 1.00	q _H :	0,45 kPa	q _r = q _H * ks :	0,45 kPa
barre: 35	x = 0.00	q _H :	0,46 kPa	q _r = q _H * ks :	0,46 kPa
	x = 1.00	q _H :	0,38 kPa	q _r = q _H * ks :	0,38 kPa

Perméabilité avancée: **désactivée**

Perméabilité

droite:	22,0 %	Porte	droite:	0,0 %
gauche:	0,0 %		gauche:	0,0 %
avant:		0,0 %	avant:	0,0 %
arrière:		0,0 %	arrière:	0,0 %

RESULTATS VENT**Cas de charge: Vent G/D sur.(+)**

Lambda : 0,156
Gamma : 0,932
Delta : 0,854

Coefficients de chargement

barre: 31 1,000	Ce : 0,800	CiS : 0,353	Ce-Ci = 0,447	de x = 0,000	à x =
barre: 1 1,000	Ce : -0,394	CiS : 0,353	Ce-Ci = -0,747	de x = 0,000	à x =
barre: 2 1,000	Ce : -0,320	CiS : 0,353	Ce-Ci = -0,673	de x = 0,000	à x =
barre: 35 1,000	Ce : -0,411	CiS : 0,353	Ce-Ci = -0,765	de x = 0,000	à x =
pignon: Av	Ce : -0,411	CiS : 0,353			
pignon: Ar	Ce : -0,411	CiS : 0,353			

Cas de charge: Vent G/D dép.(-)

Lambda : 0,156
Gamma : 0,932
Delta : 0,854

Coefficients de chargement

barre: 31 1,000	Ce : 0,800	CiD : -0,247	Ce-Ci = 1,047	de x = 0,000	à x =
barre: 1 1,000	Ce : -0,394	CiD : -0,247	Ce-Ci = -0,147	de x = 0,000	à x =
barre: 2 1,000	Ce : -0,320	CiD : -0,247	Ce-Ci = -0,073	de x = 0,000	à x =
barre: 35 1,000	Ce : -0,411	CiD : -0,247	Ce-Ci = -0,165	de x = 0,000	à x =
pignon: Av	Ce : -0,411	CiD : -0,247			
pignon: Ar	Ce : -0,411	CiD : -0,247			

Cas de charge: Vent D/G sur.(+)

Lambda : 0,156
Gamma : 0,932
Delta : 0,854

Coefficients de chargement

barre: 31 1,000	Ce : -0,411	CiS : 0,353	Ce-Ci = -0,765	de x = 0,000	à x =
barre: 1 1,000	Ce : -0,320	CiS : 0,353	Ce-Ci = -0,673	de x = 0,000	à x =
barre: 2 1,000	Ce : -0,394	CiS : 0,353	Ce-Ci = -0,747	de x = 0,000	à x =
barre: 35 1,000	Ce : 0,800	CiS : 0,353	Ce-Ci = 0,447	de x = 0,000	à x =
pignon: Av	Ce : -0,411	CiS : 0,353			
pignon: Ar	Ce : -0,411	CiS : 0,353			

Cas de charge: Vent D/G dép.(-)

Lambda : 0,156
Gamma : 0,932
Delta : 0,854

Coefficients de chargement

barre: 31	Ce : -0,411	CiD : -0,247	Ce-Ci = -0,165	de x = 0,000	à x =
-----------	-------------	--------------	----------------	--------------	-------

1,000					
barre: 1	Ce : -0,320	CiD : -0,247	Ce-Ci = -0,073	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 2	Ce : -0,394	CiD : -0,247	Ce-Ci = -0,147	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 35	Ce : 0,800	CiD : -0,247	Ce-Ci = 1,047	de x = 0,000	à x =
1,000					
pignon: Av	Ce : -0,411	CiD : -0,247			
pignon: Ar	Ce : -0,411	CiD : -0,247			

Cas de charge: Vent Av./Arr. sur.(+)

Lambda :	0,386
Gamma :	0,850
Delta :	0,800

Coefficients de chargement

barre: 31	Ce : -0,305	CiS : 0,417	Ce-Ci = -0,722	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 1	Ce : -0,280	CiS : 0,417	Ce-Ci = -0,697	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 2	Ce : -0,280	CiS : 0,417	Ce-Ci = -0,697	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 35	Ce : -0,305	CiS : 0,417	Ce-Ci = -0,722	de x = 0,000	à x =
1,000					
pignon: Av	Ce : 0,800	CiS : 0,417			
pignon: Ar	Ce : -0,305	CiS : 0,417			

Cas de charge: Vent Av./Arr. dép.(-)

Lambda :	0,386
Gamma :	0,850
Delta :	0,800

Coefficients de chargement

barre: 31	Ce : -0,305	CiD : -0,200	Ce-Ci = -0,105	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 1	Ce : -0,280	CiD : -0,200	Ce-Ci = -0,080	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 2	Ce : -0,280	CiD : -0,200	Ce-Ci = -0,080	de x = 0,000	à x =
1,000					
barre: 35	Ce : -0,305	CiD : -0,200	Ce-Ci = -0,105	de x = 0,000	à x =
1,000					
pignon: Av	Ce : 0,800	CiD : -0,200			
pignon: Ar	Ce : -0,305	CiD : -0,200			

VALEURS DES CHARGES NV selon NV65 02/09

CHARGE DE VENT

Cas de charge : Vent G/D sur.(+)

barre : 31	P : de -0,86 kN/m	pour x = 0,000	à -1,05 kN/m	pour x = 1,000
barre : 1	P : de 1,74 kN/m	pour x = 0,000	à 1,77 kN/m	pour x = 1,000
barre : 2	P : de 1,59 kN/m	pour x = 0,000	à 1,57 kN/m	pour x = 1,000
barre : 35	P : de -1,48 kN/m	pour x = 0,000	à -1,79 kN/m	pour x = 1,000

Cas de charge : Vent G/D dép.(-)

barre : 31	P : de -2,02 kN/m	pour x = 0,000	à -2,45 kN/m	pour x = 1,000
barre : 1	P : de 0,34 kN/m	pour x = 0,000	à 0,35 kN/m	pour x = 1,000
barre : 2	P : de 0,17 kN/m	pour x = 0,000	à 0,17 kN/m	pour x = 1,000
barre : 35	P : de -0,32 kN/m	pour x = 0,000	à -0,38 kN/m	pour x = 1,000

Cas de charge : Vent D/G sur.(+)

barre : 31	P : de 1,48 kN/m	pour x = 0,000	à 1,79 kN/m	pour x = 1,000
barre : 1	P : de 1,57 kN/m	pour x = 0,000	à 1,59 kN/m	pour x = 1,000
barre : 2	P : de 1,77 kN/m	pour x = 0,000	à 1,74 kN/m	pour x = 1,000
barre : 35	P : de 0,86 kN/m	pour x = 0,000	à 1,05 kN/m	pour x = 1,000

Cas de charge : Vent D/G dép.(-)

barre : 31	P : de 0,32 kN/m	pour x = 0,000	à 0,38 kN/m	pour x = 1,000
barre : 1	P : de 0,17 kN/m	pour x = 0,000	à 0,17 kN/m	pour x = 1,000
barre : 2	P : de 0,35 kN/m	pour x = 0,000	à 0,34 kN/m	pour x = 1,000
barre : 35	P : de 2,02 kN/m	pour x = 0,000	à 2,45 kN/m	pour x = 1,000

Cas de charge : Vent Av./Arr. sur.(+)

barre : 31	P : de 1,31 kN/m	pour x = 0,000	à 1,58 kN/m	pour x = 1,000
barre : 1	P : de 1,52 kN/m	pour x = 0,000	à 1,54 kN/m	pour x = 1,000
barre : 2	P : de 1,54 kN/m	pour x = 0,000	à 1,52 kN/m	pour x = 1,000
barre : 35	P : de -1,31 kN/m	pour x = 0,000	à -1,58 kN/m	pour x = 1,000

Cas de charge : Vent Av./Arr. dép.(-)

barre : 31	P : de 0,19 kN/m	pour x = 0,000	à 0,23 kN/m	pour x = 1,000
barre : 1	P : de 0,17 kN/m	pour x = 0,000	à 0,18 kN/m	pour x = 1,000
barre : 2	P : de 0,18 kN/m	pour x = 0,000	à 0,17 kN/m	pour x = 1,000
barre : 35	P : de -0,19 kN/m	pour x = 0,000	à -0,23 kN/m	pour x = 1,000

Annexe5 : combinaisons des charges.Annexe6 : Note de calcul de l'élément le plus chargé de chaque famille.**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 1 contreventement**PIECE:** 218 contreventement_218
3.63 m**POINT:** 2 **COORDONNEE:** x = 0.50 L =**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 ULS /8/ 1*1.33 + 2*1.33 + 7*1.50

MATERIAU:ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 70x7**

ht=7.0 cm

bf=7.0 cm

ea=0.7 cm

Ay=4.90 cm²Iy=42.30 cm⁴Az=4.90 cm²Iz=42.30 cm⁴Ax=9.40 cm²Ix=1.52 cm⁴

es=0.7 cm

Wely=8.41 cm³Welz=8.41 cm³**CONTRAINTES:**

SigN = 25.09/9.40 = 26.70 MPa

SigFy = 1.14/8.41 = 135.96 MPa

SigFz = 0.06/21.47 = 2.97 MPa

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

en y:

Ly=7.25 m

Lfy=1.45 m

Lambda y=68.37

Muy=16.60

kly=1.02

kFy=1.10



en z:

Lz=7.25 m

Lfz=3.63 m

Lambda z=170.93

Muz=2.66

klz=1.22

kFz=2.14

FORMULES DE VERIFICATION: $k_l \cdot \text{SigN} + k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.22 \cdot 26.70 + 1.10 \cdot 135.96 + 2.14 \cdot 2.97 = 188.71 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$ $1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot 0.03 = 0.04 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$ $1.54 \cdot \text{Tauz} = |1.54 \cdot -0.09| = |-0.14| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$ **Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 1 Traverses**PIECE:** 1001 traverse n°1**POINT:** 3**COORDONNEE:** x = 0.68 L = 11.66 m**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisiif: 10 ULS /13/ 1*1.33 + 13*1.42 + 8*1.42

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300**

ht=30.0 cm

bf=15.0 cm

ea=0.7 cm

es=1.1 cm

Ay=32.10 cm²Iy=8356.11 cm⁴Wely=557.07 cm³Az=19.78 cm²Iz=603.78 cm⁴Welz=80.50 cm³Ax=53.81 cm²Ix=20.21 cm⁴**CONTRAINTES:**

SigN = 24.58/53.81 = 4.57 MPa

SigFy = 71.28/557.07 = 127.95 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z=1.00

ID_sup=5.00 m

B=1.00

C=1.16

D=1.36

kD=1.51

Sig D=41.37 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly=17.04 m

Lfy=17.04 m

Lambda y=112.94

Muy=35.58

kly=1.01

kFy=1.05



en z:

Lz=5.00 m

Lfz=5.00 m

Lambda z=148.71

Muz=20.52

klz=1.02

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k_1 \cdot \sigma_N + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \sigma_{Fy} = 1.02 \cdot 4.57 + 1.51 \cdot 1.05 \cdot 127.95 = 205.92 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \tau_{\text{auz}} = |1.54 \cdot -7.65| = |-11.78| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches**

$$u_z = 4.6 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 8.5 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 17 SLS /18/ 1*1.00 + 16*1.00 + 8*1.00**Déplacements** Non analysé**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** CM66**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles**FAMILLE:** 2 Poteaux**PIECE:** 1100 poteau n°1**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 6.00 m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 10 ULS /13/ 1*1.33 + 13*1.42 + 8*1.42**MATERIAU:**ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 220**

ht=21.0 cm

bf=22.0 cm

ea=0.7 cm

es=1.1 cm

Ay=48.40 cm²Iy=5409.70 cm⁴Wely=515.21 cm³Az=14.70 cm²Iz=1954.56 cm⁴Welz=177.69 cm³Ax=64.34 cm²Ix=27.10 cm⁴**CONTRAINTES:**

$$\sigma_N = 27.58/64.34 = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Fy} = 62.78/515.21 = 121.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Fz} = 0.01/177.69 = 0.08 \text{ MPa}$$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z=0.00

ID_sup=6.00 m

B=1.00

C=2.85

D=1.51

kD=1.00

Sig D=124.45 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly=6.00 m

Lfy=7.66 m

Lambda y=69.79

Muy=39.29

kly=1.01

kFy=1.04



en z:

Lz=6.00 m

Lfz=6.00 m

Lambda z=92.32

Muz=22.45

klz=1.01

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k_1 \cdot \sigma_N + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \sigma_{Fy} = 1.01 \cdot 10.83 + 1.00 \cdot 1.04 \cdot 169.72 = 187.63 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \tau_{\text{auz}} = |1.54 \cdot -31.43| = |-48.40| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$$v_x = 2.2 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 17 SLS /21/ $1*1.00 + 15*1.00 + 5*1.00 + 8*0.50$

Profil correct !!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 lisse

PIECE: 175

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ULS /21/ $1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.75$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

ht=14.0 cm

bf=7.3 cm

ea=0.5 cm

es=0.7 cm

$A_y = 10.07 \text{ cm}^2$

$I_y = 541.22 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 77.32 \text{ cm}^3$

$A_z = 6.58 \text{ cm}^2$

$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 12.31 \text{ cm}^3$

$A_x = 16.43 \text{ cm}^2$

$I_x = 2.54 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = -2.80/16.43 = -1.70 \text{ MPa}$

$\text{SigFy} = 6.85/77.32 = 88.58 \text{ MPa}$

$\text{SigFz} = 0.57/12.31 = 46.26 \text{ MPa}$



en y:



en z:

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$L_y = 6.000 \text{ m}$

$L_{fy} = 6.000 \text{ m}$

$\lambda_y = 110.18$

$M_{uy} = 32416.96$

$k_{ly} = 1.00$

$k_{Fy} = 1.00$

$L_z = 6.000 \text{ m}$

$L_{fz} = 3.000 \text{ m}$

$\lambda_z = 171.12$

$M_{uz} = 13438.30$

$k_{lz} = 1.00$

$\lambda_z = 171.12$

$k_{Fz} = 1.00$

$z = 1.00$

$l_{D_sup} = 6.00 \text{ m}$

$B = 1.00$

$C = 1.88$

$D = 4.15$

$k_D = 1.74$

$\text{Sig D} = 56.66 \text{ MPa}$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + k_D * \text{SigFy} + \text{SigFz} = -1.70 + 1.74 * 88.58 + 46.26 = 198.59 < 235.00 \text{ MPa} (3.731)$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 panne

PIECE: 119

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ULS /6/ $1 \cdot 1.33 + 2 \cdot 1.33 + 5 \cdot 1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 100**

ht=10.0 cm			
bf=5.5 cm	Ay=6.27 cm ²	Az=4.10 cm ²	Ax=10.32 cm ²
ea=0.4 cm	Iy=171.01 cm ⁴	Iz=15.92 cm ⁴	Ix=1.10 cm ⁴
es=0.6 cm	Wely=34.20 cm ³	Welz=5.79 cm ³	

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 6.81/10.32 = 6.60$ MPa
 $\text{SigFy} = 2.32/34.20 = 67.87$ MPa
 $\text{SigFz} = 0.26/5.79 = 44.24$ MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z=1.00	B=1.00	D=6.31	Sig D=54.69 MPa
ID_sup=6.00 m	C=1.88	kD=1.97	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 6.60 + 1.97 \cdot 1.00 \cdot 67.87 + 1.00 \cdot 44.24 = 184.88 < 235.00$ MPa (3.731)

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 potelet

PIECE: 8 contreventement_8 **POINT:** 1

COORDONNEE: x = 0.60 L = 4.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ULS /21/ $1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 + 3 \cdot 1.00 + 4 \cdot 1.75$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180**

ht=18.0 cm			
bf=9.1 cm	Ay=14.56 cm ²	Az=9.54 cm ²	Ax=23.95 cm ²
ea=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.90 cm ⁴
es=0.8 cm	Wely=146.33 cm ³	Welz=22.16 cm ³	

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 12.02/23.95 = 5.02$ MPa
 $\text{SigFy} = 7.69/146.33 = 52.53$ MPa
 $\text{SigFz} = 1.14/22.16 = 51.41$ MPa

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



en y:

Ly=6.65 m

Lfy=1.33 m

Lambda y=17.93

Muy=1284.42

kly=1.00

kFy=1.00



en z:

Lz=6.65 m

Lfz=3.32 m

Lambda z=161.95

Muz=15.74

klz=1.02

kFz=1.11

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k_l * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.02 * 5.02 + 1.00 * 52.53 + 1.11 * 51.41 = 114.65 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = 1.54 * 1.01 = 1.56 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 0.82 = 1.26 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!**Annexe7 :** Note de calcul assemblage poteau-traverse.



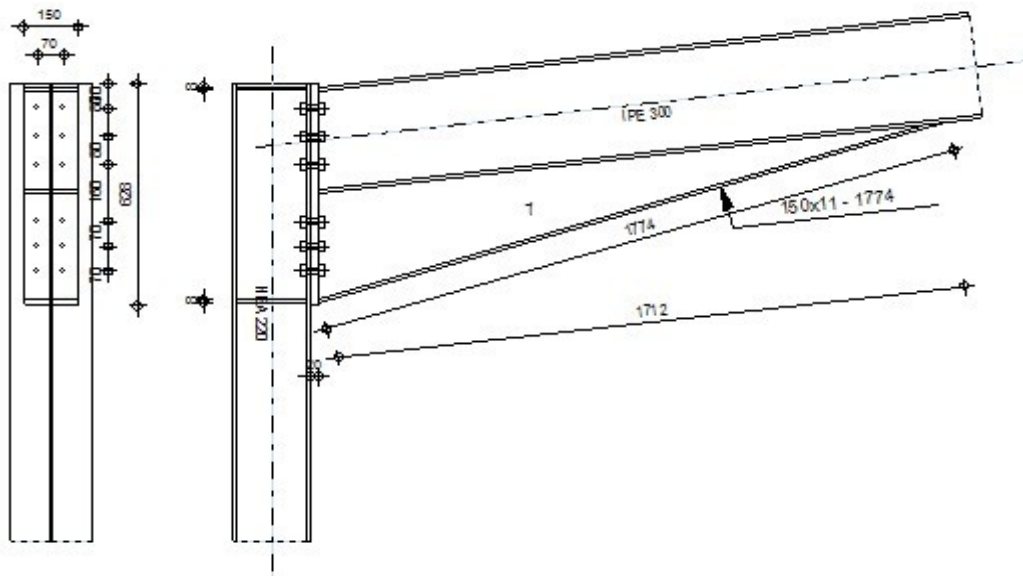
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-430

OK

Ratio
0,55

**GENERAL**

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 4
 Barres de la structure: 2, 4

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 220

Profilé: HEA 220
 Barre N°: 2
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 210$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 220$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 64,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 5409,70$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 4
 $\alpha = 6,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 300$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 150$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 53,81$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 8356,11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_b = 69,08$ [kN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 80; 80; 160; 70; 70$ [mm]

PLATINE

$h_p = 628$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 150$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 150$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 306$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1712$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 16,6$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 188$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 107$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 188$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 107$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 0,00$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a'_1	a'_2	a'_3	a'_4	a'_5	a'_6	s	s_1	s_2
1	Intérieurs	24	31			38	49	14	32			45	52			
2	Centraux	24	31					14	32							80
3	Centraux	24	31					14	32							120
4	Centraux	24	31					14	32							115
5	Centraux	24	31					14	32							70
6	Centraux	24	31					14	32							70

$x = 49$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b		F_i	p_i [%]
1	542	145,44	0,00	241,59	120,13	69,08	>	18,48	100,00
2	462	69,45	65,80	94,95	69,06	69,08	>	15,75	100,00
3	382	76,66	98,70	142,43	76,24	69,08	>	13,03	100,00
4	222	75,98	94,59	136,50	75,55	69,08	>	7,58	100,00
5	152	66,76	57,58	83,09	66,38	69,08	>	5,19	100,00
6	82	66,76	57,58	83,09	66,38	69,08	>	2,81	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

d_i – position du boulon
 F_b – effort transféré par le boulon
 F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 18,48 < 69,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{\text{imax}} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |147,10| < 550,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

$T_1 =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le boulon
$T_b =$	71,81	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 125,67 \text{ [kN]}$ Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$
 Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c \text{ adm}} = 459,23 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{\text{cadm}} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$$

$F_{res} \leq N_{c adm}$	$125,67 < 459,23$	vérifié	$(0,27)$
--------------------------	-------------------	----------------	----------

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{\text{res}} \leq F_{\text{pot}} \quad 125,67 < 603,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

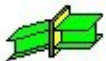
$$V_R = 228,31 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$$
 $|F_{res}| \leq V_R \quad |125,67| < 228,31 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre $7 \text{ [mm]} < 7 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,55
--	-------	------

Annexe8 : Note de calcul assemblage traverse-traverse.



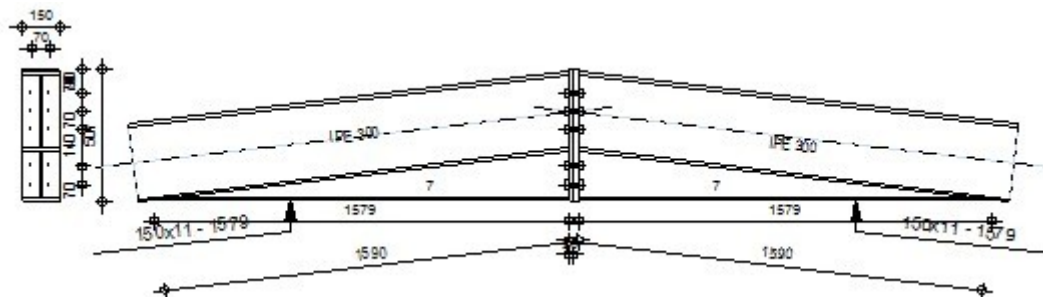
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF P 22-430



Ratio
0,41



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 5
 Barres de la structure: 3, 4

GEOMETRIE

COTE GAUCHE**POUTRE**

Profilé:	IPE 300	
Barre N°:	3	
$\alpha =$	-173,3	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	300	[mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	150	[mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	7	[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	11	[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	15	[mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	53,81	[cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	8356,11	[cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER	
$\sigma_{eb} =$	235,00	[MPa] Résistance

COTE DROITE**POUTRE**

Profilé:	IPE 300	
Barre N°:	4	
$\alpha =$	-6,7 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	300 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	150 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	7 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	11 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	15 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	53,81 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	8356,11 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER	
$\sigma_{eb} =$	235,00 [MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8	Classe du boulon
$F_b =$	69,08 [kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	90 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70 [mm]	
Entraxe $p_i =$	70; 70; 140; 70 [mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	507 [mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	150 [mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
$\sigma_{epr} =$	235,00 [MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	150 [mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	11 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	186 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	7 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1590 [mm]	Longueur de la platine

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 150$ [mm] Largeur de la platine
 $\alpha_d = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 0,00$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS**DISTANCES DE CALCUL**

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intér ieurs	24	31			58	69									
2	Centr aux	24	31													70
3	Centr aux	24	31													105
4	Centr aux	24	31													105
5	Centr aux	24	31													70

$x = 49$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	403	141,58	0,00	259,40	141,58	69,08	>	27,99	100,00
2	333	66,76	58,40	83,09	66,76	69,08	>	23,12	100,00
3	263	74,45	87,60	124,63	74,45	69,08	>	18,26	100,00
4	123	74,45	87,60	124,63	74,45	69,08	>	8,53	100,00
5	53	66,76	58,40	83,09	66,76	69,08	>	3,66	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 27,99 < 69,08 **vérifié** (0,41)

Traction des boulons

$1.25 \cdot F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$ | 222,82 | < 550,00 **vérifié** (0,41)

T₁ = 0,00 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71,81 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

VERIFICATION DE LA POUTRE $F_{res} = 163,11$ [kN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

 $N_{cadm} = 459,23$ [kN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{cadm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

 $F_{res} \leq N_{cadm}$ $163,11 < 459,23$ **vérifié**

(0,36)

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	24	31			58	69									
2	Centraux	24	31													70
3	Centraux	24	31													105
4	Centraux	24	31													105
5	Centraux	24	31													70

 $x = 49$ [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	403	141,58	0,00	259,40	141,58	69,08	>	27,99	100,00
2	333	66,76	58,40	83,09	66,76	69,08	>	23,12	100,00
3	263	74,45	87,60	124,63	74,45	69,08	>	18,26	100,00
4	123	74,45	87,60	124,63	74,45	69,08	>	8,53	100,00
5	53	66,76	58,40	83,09	66,76	69,08	>	3,66	100,00

 d_i – position du boulon F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant F_s – effort transféré par la soudure F_p – effort transféré par l'aile du porteur F_b – effort transféré par le boulon F_i – effort sollicitant réel $F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ $27,99 < 69,08$ **vérifié** (0,41)

Traction des boulons

 $1.25 \cdot F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$ $|222,82| < 550,00$ **vérifié** (0,41) $T_1 = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le boulon $T_b = 71,81$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement**VERIFICATION DE LA POUTRE** $F_{res} = 163,11$ [kN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 \cdot \Sigma F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

 $N_{cadm} = 459,23$ [kN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{cadm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

 $F_{res} \leq N_{cadm}$ $163,11 < 459,23$ **vérifié**

(0,36)

REMARQUES

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 7 [mm] < 7 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

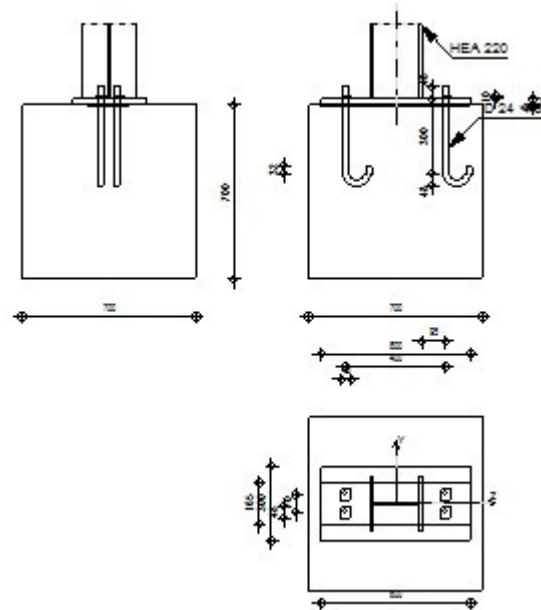
Ratio 0,41

Annexe9 : Note de calcul assemblage pied du poteau.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)

Ratio
0,93**GENERAL**

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 220
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 210$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 220$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 64,34$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 5409,70$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 600$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 300$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
 Matériau: ACIER
 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} =$	600	[mm]	Longueur
$b_{pp} =$	165	[mm]	Largeur
$t_{pp} =$	5	[mm]	Epaisseur

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage
$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	24	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	400	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	70	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	48	[mm]
$L_2 =$	300	[mm]
$L_3 =$	96	[mm]
$L_4 =$	32	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	40	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	48	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

$L =$	700	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	700	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	700	[mm]	Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} =$	45,00	[MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} =$	25,50	[MPa]	Résistance
$n =$	5,38		ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p =$	8	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	---	------	-------------------------------------

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N =$	-10,00	[kN]	Effort axial
$Q_y =$	10,00	[kN]	Effort tranchant
$Q_z =$	10,00	[kN]	Effort tranchant
$M_y =$	2,00	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_z =$	2,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**BETON****PLAN XZ**

$d_{iz} =$	200	[mm]	Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y
Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression			

$A = 100$ [mm]	$A = b_{pd}/3$
$B = -300,00$ [cm ²]	$B = (M_y/N - 0.5 \cdot l_{pd}) \cdot b_{pd}$
$C = 3897,51$ [cm ³]	$C = 2 \cdot n \cdot A_t \cdot (d_{tz} + M_y/N)$
$D = -194875,41$ [cm ⁴]	$D = -2 \cdot n \cdot A_t \cdot (d_{tz} + 0.5 \cdot l_{pd}) \cdot (d_{tz} + M_y/N)$
$z_0 = 349$ [mm] Zone comprimée	$A \cdot z_0^3 + B \cdot z_0^2 + C \cdot z_0 + D = 0$
$p_{my} = 0,2$ [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	$p_{my} = 2 \cdot (M_y + N \cdot d_{tz}) / [b_{pd} \cdot z_0 \cdot (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)]$
$F_{ty} = 0,4$ [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	$F_{ty} = (M_y - N \cdot (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)$

PLAN XY

$d_{ty} = 35$ [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

$A = 200$ [mm]	$A = l_{pd}/3$
$B = 300,00$ [cm ²]	$B = (M_z/N - 0.5 \cdot b_{pd}) \cdot l_{pd}$
$C = 2289,79$ [cm ³]	$C = 2 \cdot n \cdot A_{ty} \cdot (d_{ty} + M_z/N)$
$D = -42361,04$ [cm ⁴]	$D = -2 \cdot n \cdot A_{ty} \cdot (d_{ty} + 0.5 \cdot b_{pd}) \cdot (d_{ty} + M_z/N)$
$y_0 = 75$ [mm] Zone comprimée	$A \cdot y_0^3 + B \cdot y_0^2 + C \cdot y_0 + D = 0$
$p_{mz} = 0,6$ [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	$p_{mz} = 2 \cdot (M_z + N \cdot d_{ty}) / [l_{pd} \cdot y_0 \cdot (d_{ty} + b_{pd}/2 - y_0/3)]$
$F_{tz} = 4,6$ [kN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	$F_{tz} = (M_z - N \cdot (b_{pd}/2 - y_0/3)) / (d_{ty} + b_{pd}/2 - y_0/3)$

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$p_m = 0,80$ [MPa] Contrainte maxi dans le béton	$p_m = p_{my} + p_{mz} - N / (l_{pd} \cdot b_{pd})$
La valeur du coefficient K est calculée automatiquement	
$h_b = 700$ [mm]	$h_b = 2 \cdot [(b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_h]$
$b_b = 370$ [mm]	$b_b = \max(2 \cdot (b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_v, b_{pd})$
$K = \max(1.1; 1 + (3 - b_{pd}/b_b - l_{pd}/h_b) \cdot \sqrt{[(1 - b_{pd}/b_b) \cdot (1 - l_{pd}/h_b)]})$	[Lescouarc'h (1.c)]
$K = 1,22$ Coefficient de zone de pression diamétrale	
$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	$0,80 < 31,08$ vérifié (0,03)

ANCORAGE

$N_{ty} = 0,21$ [kN] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y	$N_{ty} = F_{ty}/n$
$N_{tz} = 2,34$ [kN] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M_y	$N_{tz} = F_{tz}/n$
$N_t = 5,05$ [kN] Force de traction max dans le boulon d'ancrage	$N_t = N_{ty} + N_{tz} - N/n$

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 = 110$ [mm]	$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
$l_2 = 298$ [mm]	$l_2 = \pi \cdot a_2$
$l_3 = 224$ [mm]	$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
$l_4 = 184$ [mm]	$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} = 110$ [mm]	$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$	$5,05 < 284,35$ vérifié (0,02)

Adhérence

$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (L_2 + 10 \cdot r - 5 \cdot d)$	$5,05 < 98,53$ vérifié (0,05)
--	--------------------------------------

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	$5,05 < 67,78$ vérifié (0,07)
---	--------------------------------------

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$ T_z \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]}/1.54$	$ 2,50 < 70,43$ vérifié (0,04)
$ T_y \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]}/1.54$	$ 2,50 < 70,43$ vérifié (0,04)

Transfert des efforts tranchants

$ t_z' \leq (A \cdot \sigma_e)/1.54$	$ 1,75 < 70,50$ vérifié (0,02)
$ t_y' \leq (A \cdot \sigma_e)/1.54$	$ 1,75 < 70,50$ vérifié (0,02)

PLATINE**Zone de traction**

$M_{11'} = 0,96$ [kN*m] Moment fléchissant	$M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{tz} - h_c/2)$
--	--

$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$	$0,96 < 7,34$	vérifié	(0,13)
---	---------------	----------------	--------

Cisaillement

$V_{11'} = 10,11$ [kN]	Effort tranchant	$V_{11'} = n_v \cdot N_t$
------------------------	------------------	---------------------------

$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot b_{pd} \cdot t_{pd} / 1.5$	$10,11 < 678,39$	vérifié	(0,01)
--	------------------	----------------	--------

$t_{pmin} = 0$ [mm]	$t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
---------------------	---

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$25 > 0$	vérifié	(0,01)
------------------------	----------	----------------	--------

Traction

$a_1 = 84$ [mm]	Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2} a_p$
-----------------	--	----------------------------

$a_2 = 95$ [mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$
-----------------	--	---------------------------------

$s = 70$ [mm]	Entraxe verticale des boulons d'ancrage	$s = \min(e_{Hi})$
---------------	---	--------------------

$N_t[daN] \leq 375 \cdot t_{pd}[mm] \cdot [(a_2/a_1) \cdot (s/(s+a_2))]$	$505,28 < 4514,97$	vérifié	(0,11)
--	--------------------	----------------	--------

Zone comprimée

$M_{22'} = 1,52$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_{22'} = p_m \cdot b_{pd} \cdot z_0 \cdot [0.5 \cdot (l_{pd} - h_c) - z_0 / 3]$
-------------------------	--------------------	---

$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$	$1,52 < 7,34$	vérifié	(0,21)
---	---------------	----------------	--------

Cisaillement

$V_{22'} = 8,96$ [kN]	Effort tranchant
-----------------------	------------------

$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot b_{pd} \cdot t_{pd} / 1.5$	$8,96 < 678,39$	vérifié	(0,01)
--	-----------------	----------------	--------

$t_{pmin} = 0$ [mm]	$t_{pmin} = V_{22'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
---------------------	---

$t_{pd} \geq t_{pmin}$	$25 > 0$	vérifié	(0,01)
------------------------	----------	----------------	--------

$M_3 = 0,19$ [kN*m]	Moment fléchissant	$M_3 = 0.125 \cdot p_m \cdot b_{pd} \cdot (b_{pd} - b_{fc})^2$
---------------------	--------------------	--

$M_3 \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$	$0,19 < 7,34$	vérifié	(0,03)
---	---------------	----------------	--------

$t_{pd} \geq 0.139 \cdot (l_{pd} - h_c) \cdot p_m^{1/3}$	$25 > 23$	vérifié	(0,93)
--	-----------	----------------	--------

Pression diamétrale

$ t_z = 1,75$ [kN]	Effort tranchant	$t_z = (Q_z - 0.3 \cdot N) / n_v$
---------------------	------------------	-----------------------------------

$ t_z \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e$	$ 1,75 < 423,00$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

$ t_y = 1,75$ [kN]	Effort tranchant	$t_y = (Q_y - 0.3 \cdot N) / n_v$
---------------------	------------------	-----------------------------------

$ t_y \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e$	$ 1,75 < 423,00$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	----------------	--------

PLATINE DE PRESCELLEMENT**Pression diamétrale**

$ t_z \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	$ 1,75 < 84,60$	vérifié	(0,02)
--	------------------	----------------	--------

$ t_y \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	$ 1,75 < 84,60$	vérifié	(0,02)
--	------------------	----------------	--------

REMARQUES

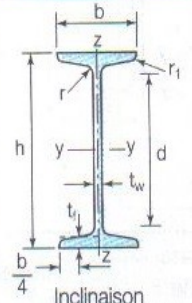
Rayon de la crosse trop faible. 48 [mm] < 72 [mm]

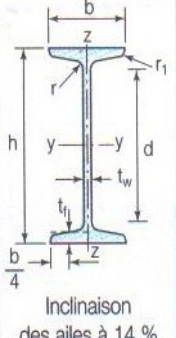
Longueur L4 trop faible. 32 [mm] < 36 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,93

Annexe10 : Caractéristiques des sections IPN.

	 <p>Inclinaison des ailes à 14 %</p>	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
IPN	IPN 80	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	59,0	5,94	7,6
	IPN 100	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	75,7	8,3	10,6
	IPN 120	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	92,4	11,1	14,2
	IPN 140	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	109,1	14,3	18,2
	IPN 160	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	125,7	17,9	22,8
	IPN 180	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	142,4	21,9	27,9
	IPN 200	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	159,1	26,2	33,4
	IPN 220	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	175,8	31,0	39,5
	IPN 240	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	192,5	36,2	46,1
	IPN 260	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	208,9	41,9	53,3
	IPN 280	280	119	10,1	15,2	10,1	6,1	225,1	47,9	61,0
	IPN 300	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	241,6	54,2	69,0
	IPN 320	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	257,8	61,0	77,7
	IPN 340	340	137	12,2	18,3	12,2	7,3	274,3	68,0	86,7
	IPN 360	360	143	13,0	19,5	13,0	7,8	290,2	76,1	97,0
	IPN 380	380	149	13,7	20,5	13,7	8,2	306,7	84,0	107,0
	IPN 400	400	155	14,4	21,6	14,4	8,6	322,9	92,4	117,7
	IPN 450	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	363,6	115,3	146,9
	IPN 500	500	185	18,0	27,0	18,0	10,8	404,3	140,8	179,4

IPN (suite)	 <p>Inclinaison des ailes à 14 %</p>	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
		I_x	I_x/v_x	i_x	-	-	I_y	I_y/v_y	i_y	-	J
		I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	I_t
		cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴
	IPN 80	78	19,5	3,20	22,8	3,41	6,29	3,00	0,91	5,0	0,87
	IPN 100	171	34,2	4,01	39,8	4,85	12,20	4,88	1,07	8,1	1,60
	IPN 120	328	54,7	4,81	63,6	6,63	21,50	7,41	1,23	12,4	2,71
	IPN 140	573	81,9	5,61	95,4	8,65	35,20	10,70	1,40	17,9	4,32
	IPN 160	935	117,0	6,40	136,0	10,83	54,70	14,80	1,55	24,9	6,57
	IPN 180	1450	161,0	7,20	187,0	13,35	81,30	19,80	1,71	33,2	9,58
	IPN 200	2140	214,0	8,00	250,0	16,03	117,00	26,00	1,87	43,5	13,50
	IPN 220	3060	278,0	8,80	324,0	19,06	162,00	33,10	2,02	55,7	18,60
	IPN 240	4250	354,0	9,59	412,0	22,33	221,00	41,70	2,20	70,0	25,00
	IPN 260	5740	442,0	10,40	514,0	26,08	288,00	51,00	2,32	85,9	33,50
	IPN 280	7590	542,0	11,10	632,0	30,18	364,00	61,20	2,45	103,0	44,20
	IPN 300	9800	653,0	11,90	762,0	34,58	451,00	72,20	2,56	121,0	56,80
	IPN 320	12510	782,0	12,70	914,0	39,26	555,00	84,70	2,67	143,0	72,50
	IPN 340	15700	923,0	13,50	1080,0	44,27	674,00	98,40	2,80	166,0	90,40
	IPN 360	19610	1090,0	14,20	1276,0	49,95	818,00	114,00	2,90	194,0	115,00
	IPN 380	24010	1260,0	15,00	1482,0	55,55	975,00	131,00	3,02	221,0	141,00
	IPN 400	29210	1460,0	15,70	1714,0	61,69	1160,00	149,00	3,13	253,0	170,00
	IPN 450	45850	2040,0	17,70	2400,0	77,79	1730,00	203,00	3,43	345,0	267,00
	IPN 500	68740	2750,0	19,60	3240,0	95,60	2480,00	268,00	3,72	456,0	402,00

Annexe11 : différents types du treillis.

Différents types de treillis existent et ont été utilisés au cours de l'histoire :

- Treillis Pratt: système de barres horizontales, perpendiculaires et obliques. Les barres sont principalement sollicitées en traction.



- Treillis Warren : barres obliques et horizontales. Les barres sont principalement sollicitées en compression.



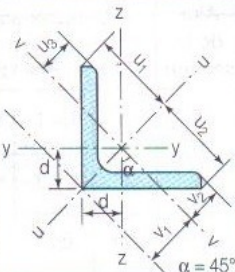
- Treillis Howe : ce type de treillis est l'équivalent du treillis Pratt à la différence que les barres obliques sont sollicitées en compression



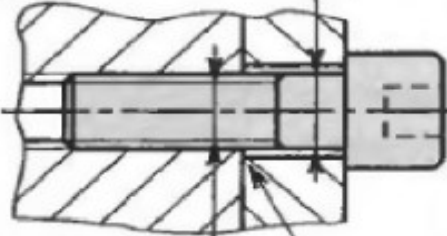
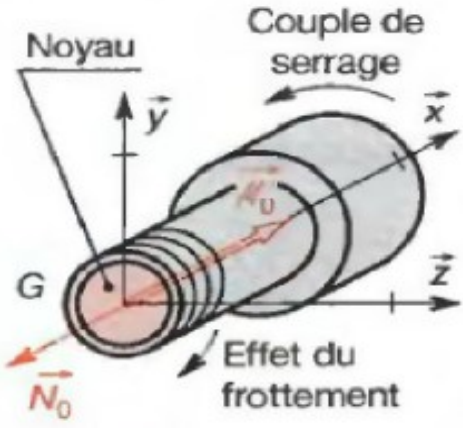
Annexe12 : valeurs de coefficient de réduction de flambement φ .

Elancement λ	Valeurs de φ pour				
	aciers 4, 3, 2, OC	acier 5	acier CIHK	fonte	bois
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10	0,99	0,98	0,97	0,97	0,99
20	0,96	0,95	0,95	0,91	0,97
30	0,94	0,92	0,91	0,81	0,93
40	0,92	0,89	0,87	0,69	0,87
50	0,89	0,86	0,83	0,57	0,80
60	0,86	0,82	0,79	0,44	0,71
70	0,81	0,76	0,72	0,34	0,60
80	0,75	0,70	0,65	0,26	0,48
90	0,69	0,62	0,55	0,20	0,38
100	0,60	0,51	0,43	0,16	0,31
110	0,52	0,43	0,35	—	0,25
120	0,45	0,36	0,30	—	0,22
130	0,40	0,33	0,26	—	0,18
140	0,36	0,29	0,23	—	0,16
150	0,32	0,26	0,21	—	0,14
160	0,29	0,24	0,19	—	0,12
170	0,26	0,21	0,17	—	0,11
180	0,23	0,19	0,15	—	0,10
190	0,21	0,17	0,14	—	0,09
200	0,19	0,16	0,13	—	0,08

Annexe13 : Caractéristiques des sections Cornières à ailes égales CAE.

CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)		Caractéristiques de calcul							
		Axe uu				Axe vv			
		z_1	I_z	I_z/z_1	i_z	v_1	I_v	I_v/v_1	i_v
		u_1	I_u	$W_{el,u}$	i_u	v_1	I_v	$W_{el,v}$	i_v
		cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 60 x 60 x 4		4,24	25,63	6,04	2,34	2,30	6,60	2,87	1,19
L 60 x 60 x 5		4,24	31,16	7,35	2,32	2,35	8,06	3,43	1,18
L 60 x 60 x 6		4,24	36,14	8,52	2,29	2,39	9,44	3,96	1,17
L 60 x 60 x 7		4,24	41,29	9,73	2,27	2,45	10,81	4,42	1,16
L 60 x 60 x 8		4,24	46,15	10,88	2,26	2,50	12,16	4,86	1,16
L 60 x 60 x 10		4,24	54,01	12,73	2,20	2,58	14,50	5,62	1,14
L 65 x 65 x 5		4,60	39,81	8,66	2,51	2,51	10,33	4,11	1,28
L 65 x 65 x 6		4,60	46,59	10,14	2,49	2,56	12,13	4,73	1,27
L 65 x 65 x 7		4,60	53,30	11,60	2,48	2,62	13,91	5,30	1,27
L 65 x 65 x 8		4,60	59,68	12,98	2,46	2,68	15,64	5,84	1,26
L 65 x 65 x 9		4,60	65,45	14,24	2,44	2,73	17,29	6,34	1,26
L 70 x 70 x 5		4,95	50,51	10,21	2,73	2,70	13,01	4,81	1,38
L 70 x 70 x 6		4,95	58,50	11,82	2,68	2,73	15,27	5,60	1,37
L 70 x 70 x 7		4,95	67,09	13,55	2,67	2,79	17,50	6,28	1,36
L 70 x 70 x 9		4,95	83,09	16,79	2,65	2,90	21,84	7,52	1,36
L 75 x 75 x 5		5,30	62,64	11,81	2,93	2,88	16,10	5,59	1,49
L 75 x 75 x 6		5,30	72,72	13,71	2,89	2,90	18,94	6,53	1,47
L 75 x 75 x 7		5,30	83,49	15,74	2,88	2,96	21,73	7,33	1,47
L 75 x 75 x 8		5,30	93,80	17,69	2,86	3,02	24,46	8,09	1,46
L 75 x 75 x 10		5,30	112,66	21,24	2,83	3,13	29,69	9,49	1,45
L 80 x 80 x 5		5,66	76,58	13,54	3,14	3,05	19,65	6,43	1,59
L 80 x 80 x 5,5		5,66	81,66	14,43	3,08	3,03	21,39	7,06	1,58
L 80 x 80 x 6		5,66	88,52	15,65	3,08	3,07	23,13	7,55	1,57
L 80 x 80 x 6,5		5,66	95,24	16,84	3,07	3,10	24,85	8,02	1,57
L 80 x 80 x 8		5,66	114,61	20,26	3,06	3,19	29,88	9,37	1,56
L 80 x 80 x 10		5,66	138,63	24,51	3,03	3,30	36,37	11,01	1,55
L 90 x 90 x 6		6,36	127,29	20,00	3,47	3,40	33,34	9,80	1,78
L 90 x 90 x 7		6,36	146,81	23,07	3,46	3,47	38,29	11,04	1,77
L 90 x 90 x 8		6,36	165,63	26,03	3,45	3,53	43,13	12,22	1,76
L 90 x 90 x 9		6,36	183,78	28,88	3,44	3,59	47,88	13,34	1,76
L 90 x 90 x 10		6,36	201,28	31,63	3,43	3,65	52,55	14,40	1,75
L 90 x 90 x 11		6,36	218,13	34,28	3,41	3,70	57,15	15,43	1,75
L 90 x 90 x 12		6,36	234,36	36,83	3,40	3,76	61,70	16,41	1,74

Annexe14: Calcul d'une vis

CALCUL D'UNE VIS	
<p>d : diamètre de la vis</p>  <p>d' : diamètre du noyau Premier filet en prise</p> 	<p>1° Calculer la contrainte de traction :</p> $\sigma_0 = \frac{N_0}{S} = \frac{N_0}{\left(\frac{\pi d'^2}{4} \right)}$
	<p>2° Calculer la contrainte de torsion :</p> $\tau_0 = \frac{M_0}{I_0} = \frac{16 M_0}{\pi d^3 R}$
	<p>3° Calculer la contrainte idéale :</p> $\sigma_I = \sqrt{\sigma_0^2 + 4 \tau_0^2}$
	<p>4° Écrire la condition de résistance :</p> $\sqrt{\sigma_0^2 + 4 \tau_0^2} \leq R_{pe}$

Annexe15: Couple de serrage

Valeurs du frottement			nature face d'appui (support, pièce, rondelle...) Nature filetage de l'écrou					
valeurs de f_t et f_l			acier non traité			fonte grise usinée		
			laminé	usiné	rectifié			
nature filetage vis	acier noirci	embouti roulé	0,13 à 0,19	0,10 à 0,18	0,16 à 0,22	0,10 à 0,18		
nature face inférieure tête de vis (ou écrou)	ou phosphaté	usiné	0,10 à 0,18		0,10 à 0,18	0,10 à 0,18		
	acier galvanisé		0,10 à 0,18	0,10 à 0,18	0,10 à 0,18	0,10 à 0,18		
conditions d'emploi			huilé			huilé		
valeurs de f_t et f_l			acier traité			alliages Al et Mg	acier	
			cadmié	galvanisé	phosphaté		cadmié	galvanisé
nature filetage vis	acier noirci	embouti roulé	0,08 à 0,12	0,10 à 0,18	0,12 à 0,20	0,08 à 0,16	0,08 à 0,16	0,10 à 0,18
nature face inférieure tête de vis (ou écrou)	ou phosphaté	usiné	0,08 à 0,16	0,10 à 0,16				
	acier galvanisé			0,16 à 0,20				0,20 à 0,30
conditions d'emploi			huilé			huilé	à sec	

Couple de serrage (C), formule approchée

$$C = (0,16p + 0,583 \cdot f_t \cdot d_2 + 0,5 \cdot f_l \cdot D_m) \cdot F$$

p : pas (mm)

d_2 : diamètre sur flanc (tableau page 194).

f_t : frottement au niveau du filetage

f_l : frottement entre tête (vis) et support (pièce)

D_m : diamètre moyen au niveau de la tête

F : tension de la vis

Annexe16 : Valeurs de couple de serrage

Classe 8-8										
d nominal (mm)	Précision de serrage	tan μ moyen = 0,10			tan μ moyen = 0,15			tan μ moyen = 0,20		
		Cs (N.m)	Fomin (N)	Fomax (N)	Cs (N.m)	Fomin (N)	Fomax (N)	Cs (N.m)	Fomin (N)	Fomax (N)
3	A	0,95	2079	2298	1,21	1877	2075	1,41	1688	1866
	B	0,91	1880	2298	1,16	1697	2075	1,35	1526	1866
	C	0,83	1532	2298	1,06	1383	2075	1,23	1244	1866
	D	0,67	766	2298	0,85	691	2075	0,99	622	1866
4	A	2,20	3605	3985	2,78	3251	3594	3,22	2922	3230
	B	2,10	3260	3985	2,66	2940	3594	3,08	2642	3230
	C	1,92	2656	3985	2,44	2396	3594	2,82	2153	3230
	D	1,54	1328	3985	1,95	1198	3594	2,25	1076	3230
5	A	4,34	5893	6514	5,5	5325	5886	6,4	4788	5293
	B	4,14	5329	6514	5,2	4815	5886	6,1	4330	5293
	C	3,80	4342	6514	4,83	3924	5886	5,6	3528	5293
	D	3,04	2171	6514	3,87	1962	5886	4,48	1764	5293
6	A	7,5	8319	9195	9,5	7511	8302	11,1	6753	7464
	B	7,2	7523	9195	9,1	6792	8302	10,6	6106	7464
	C	6,6	6130	9195	8,3	5534	8302	9,7	4976	7464
	D	5,2	3065	9195	6,7	2767	8302	7,7	2488	7464
8	A	18,2	15257	16863	23	13790	15242	27	12404	13710
	B	17,4	13797	16863	22	12470	15242	25	11217	13710
	C	15,9	11242	16863	20	10161	15242	23	9140	13710
	D	12,7	5621	16863	16,3	5080	15242	18,9	4570	13710
10	A	36	24282	26838	46	21963	24275	53	19762	21843
	B	34	21958	26838	44	19861	24275	51	17871	21843
	C	31	17892	26838	40	16183	24275	46	14562	21843
	D	25	8946	26838	32	8091	24275	37	7291	21843
12	A	62	35393	39119	79	32029	35401	92	28825	31860
	B	59	32006	39119	76	28964	35401	88	26067	31860
	C	54	26079	39119	69	23600	35401	81	21240	31860
	D	43	13039	39119	55	11800	35401	64	10620	31860
14	A	99	48592	53707	127	43987	48618	148	39595	43763
	B	94	43942	53707	121	39778	48618	141	35806	43763
	C	86	35804	53707	111	32412	48618	129	29175	43763
	D	69	17902	53707	89	16206	48618	103	14587	43763
16	A	153	66778	73808	198	60578	66955	232	54585	60331
	B	146	60388	73808	189	54781	66955	221	49361	60331
	C	134	49205	73808	173	44636	66955	203	40220	60331
	D	107	24602	73808	138	22318	66955	162	20110	60331

Annexe17: liaison par soudage**50.64 Liaison par soudage**

L'assemblage des pièces **1**, **1'** et **2** est réalisé par l'intermédiaire de quatre cordons de soudure A_1B_1 , A_2B_2 , C_1D_1 , C_2D_2 . L'épaisseur e des cordons est de 8 mm, la longueur est de 40 mm. L'électrode utilisée pour la soudure à l'arc est du type E 56 (acier dur). Le coefficient de sécurité est 3. Calculer l'effort maximal \vec{F} pouvant être supporté en toute sécurité par cette liaison.

1° Rechercher la sollicitation et modéliser les efforts

Les contraintes dans un cordon de soudure sont complexes ; on peut cependant admettre que les contraintes tangentielles sont déterminantes dans les sections S_1 et S_2 inclinées à 45° (fig. 2). La résultante des efforts tangentiels dans ces sections a pour valeur :

$$|T| = |\Sigma \Delta f_i(2/n)| = \frac{|F|}{4} \quad (\text{fig. 3})$$

2° Calculer la contrainte tangentielle moyenne

$$|\tau_{\text{moy}}| = \frac{|T|}{S} ; |\tau_{\text{moy}}| = \frac{|F|}{4 \cdot L \cdot e} ; |\tau_{\text{moy}}| = \frac{|F|}{4 \cdot L \cdot e}$$

3° Calculer la résistance pratique à la rupture R_{pr}

La norme NFAB1309 nous indique que la résistance à la rupture est $R_{pr} = 560 \text{ MPa}$ pour une électrode E 56 (voir tableau ci-contre).

$$R_{pr} = 0,8 R_{re} \quad (\text{acier dur : voir § 50.5}) \quad \text{et} \quad R_{pr} = \frac{0,8 R_{re}}{s}$$

4° Écrire la condition de résistance et calculer $|F|$

$$|\tau_{\text{moy}}| < R_{pr} ; \frac{|F|}{4 \cdot L \cdot e} < R_{pr} ; \frac{|F|}{4 \cdot L \cdot e} < \frac{0,8 R_{re}}{s}$$

$$|F| < \frac{3,2 R_{re} \cdot L \cdot e}{s}$$

