



Université Sidi Mohamed Ben Abdellah
Faculté des Sciences et Techniques de Fès
Département de Génie Industriel



Mémoire de Projet de fin d'étude

Préparé par

BOUMAZZOURH YASSINE

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Spécialité : Ingénierie en Mécatronique

Intitulé

**Conception, Etude et Dimensionnement d'une
charpente métallique.**

Lieu : Société SOFAMIA

Réf : 7 /IMT17

Soutenu le 21 Juin 2017 devant le jury :

- Pr Abderrahim CHAMAT (Encadrant FST)
- Mr Hicham KHELFAOUI (Encadrant Société)
- Pr BIN EL OUIDANE HASSAN (Examineur)
- Pr. RZINE BOUCHRA (Examineur)

Résumé

Dans l'esprit d'améliorer le travail de bureau d'études de l'entreprise SOFAMIA et précisément pour la vérification des résultats de calcul obtenue par les logiciels de calcul numérique que s'inscrit ce projet de fin d'étude qui a pour objet: « Conception, étude et dimensionnement d'une charpente métallique».

Pour appréhender cette mission, nous avons, dans un premier temps commencé à partir du cahier des charges, de déterminer les dimensions de la structure, après nous avons créé un modèle de conception à l'aide du logiciel Autodesk robot structural.

La phase qui suit était de suivre une démarche de calcul manuel des éléments de la charpente (pannes, poteaux, traverse...) en respectant la norme de calcul des constructions métallique CM66.

Mots clés : Conception, charpente métallique, calcul numérique, Autodesk robot structural analyses, RDM, CM66

Abstract

To improve the office work of study of the company SOFAMIA and exactly for the check of the results(profits) of calculation obtained by the software of numeral calculation that joins my project of the end of study which has for object: " design, study and sizing of a steel structure ".

To arrest the mission which was confided to me, we have, at first begun to àpartir of the specifications, to determine the dimensions(size) of the structure, later we have to create a model of design by means of the software Autodesk robot structural.

The phase which follows was to follow an approach of manual calculation of the elements of the skeleton (breakdowns, posts, crossbar ...) by respecting the standard of calculation of the metallic construction CM66.

Keywords : Desing, steel frame, numerical calculation, Autodesk robot structural analyses, resistance of materials, SC66



رَبِّ اشْرَحْ لِي
صَدْرِي وَيَسِّرْ لِي أَمْرِي
وَاحْلُلْ عُقْدَةً مِّنْ لِّسَانِي
يَفْقَهُوا قَوْلِي



الحمد لله

على أصغر النعم وأكبرها



الحمد لله

كم بلطفه تجاوزنا المصاعب
وتبدلت أحزان لأفراح
وأشرقت في أعيننا الحياة

DEDICACES

A tous ceux qui ont cru en moi :
A mes deux plus chers êtres

Mes parents, qui m'ont accordé toute l'aide et le soutien voulu, qui m'ont garanti un amour que nul n'oublie et m'ont guidé avec leurs conseils intangibles dans la conception de ma personnalité.

A mes frères et sœurs

Auxquels je dois, du fond du cœur, une profonde gratitude, de m'avoir encouragé et m'avoir tendu mains fortes.

A tous mes amis

Avec lesquels j'ai formé une équipe solide, efficace et particulièrement, liée par une amitié confiante que je n'aurais garde d'oublier.

A tous mes professeurs

A qui je dois tout respect et hommage d'avoir contribué à ma solide formation.

Remerciements :

Il m'est agréable de m'acquitter d'une dette de reconnaissance auprès de toutes les personnes, dont l'intervention au cours de ce projet a favorisé son aboutissement.

Je tiens à remercier toute personne qui a participé de près ou de loin à la réussite de ce modeste travail et à la tête de ces personnes mon parrain à la société SOFAMIA **Mr.Hicham KHELFAOUI** qui m'a encadré d'une manière permanente jusqu'à la fin de ce travail et m'a donné le temps suffisant et les conseils favorisant afin de mener à bien ce travail, Sa sympathie et sa modestie me fait la plus grande estime.

Je tiens à remercier tout le personnel de SOFAMIA de m'avoir aidé et orienté pour le bon déroulement de ce projet, pour les conseils qu'ils m'ont prodigué, leur soutien et leurs accueil.

J'exprime ma profonde gratitude à mon encadrant à la Faculté des Sciences et Techniques de Fès **Mr.Abderrahim CHAMAT** qui m'a guidé pour réaliser ce travail, et je lui adresse mes vifs remerciements pour toute l'attention qu'il m'a accordé pour l'aboutissement de ce projet.

Que le corps professoral et administratif de la Faculté des Sciences et Techniques trouve ici mes vifs remerciements, pour tout ce qu'ils ont fait durant mon parcours universitaire.

Que les membres de jury trouvent ici l'expression de ma profonde estime et ma gratitude pour avoir accepté de juger mon travail.



TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : présentation de l'organisme d'accueil	2
I. Introduction	2
II. Présentation de l'entreprise SOFAMIA	2
II.1. Aperçu général	2
II.2. Organigramme	3
II.3. Activités de l'entreprise	4
II.3.1 Charpente métallique	4
II.3.2 Chaudronnerie	5
II.3.3 Location des grues	5
II.4. Ressources et moyens de l'entreprise	6
II.4.1 Etude et ingénierie	6
II.4.2 Unité de Production	6
II.4.3 Unité de montage	7
II.4.4 Parc de matériels	7
II.5. Partenaires de SOFAMIA	9
III. Procédure de fabrication des charpente métallique	10
III.1 Réception de la commande	10
III.2 Etude et ingénierie.	10
III.2.1 Autodesk robot structural analyst:	10
III.2.2 Tekla structure	11
III.2.3 Autodek AutoCAD	11
III.3 Production des éléments de la structure	12
III.4 Livraison et montage.	12



CHAPITRE 2 : Rappel sur les ossatures métalliques	13
I. Introduction	13
II. Généralités	13
III. Terminologies	13
III.1 Profils associés.	15
III.2 Assemblage.	16
IV. Analyse fonctionnelle	17
IV.1 Critère mécanique.	17
IV.2 Critère d'incendie.	17
V. Contreventement	18
CHAPITRE 3 : Présentation du projet et conception de la structure	19
I. Introduction	19
II. Présentation du projet	19
II.1 Description du projet	20
II.2 Données de calcul	21
III. Conception de la charpente	21
III.1 Type de la structure.	21
III.1.1 Les structures tridimensionnelles	22
III.1.2 Les structures en treillis.	22
III.1.3 Les structures en portiques.	24
III.1.4 Comparaison entre les structures en portique et les structures en treillis.	25
III.1.5 Conclusion.	25
CHAPITRE 4 : Calcul des éléments de la structure	26
1 Calcul des pannes.	28
1.1 Définition	28
1.2 Détermination des sollicitations.	28
1.3 Principe de dimensionnement	29



1.4 Charges agissante sur les pannes	30
1.4.1 Charges permanentes	30
1.4.2 Surcharges climatiques	30
1.4.3 Surcharges d'entretien	30
1.4.4 Combinaison des charges	31
1.4.5 Calcul en élasticité	32
1.4.6 Vérification de condition de la flèche	33
2 Calcul de la traverse.	35
2.1 Conception technologique	35
2.2 Calcul des sollicitations	35
2.3 Condition de résistance	36
2.4 Vérification de la flèche	36
3 Dimensionnement des lisses de bardage.	37
3.1 Calcul des charges et surcharges	38
3.2 Dimensionnement.	38
4 Dimensionnement des potelets	40
4.1 Calcul des charges et surcharges	40
4.2 Dimensionnement.	41
5 Calcul des contreventements	41
5.1 Généralités.	41
5.2 Dimensionnement.	41
5.2.1 contreventements sur la toiture	42
5.2.2 vérification des pannes.	45
5.2.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan.	47
6 Dimensionnemets des poteaux	48
6.1 Calcul des charges et surcharges	48
6.2 Dimensionnement.	49
6.3 Calcul au flambement	48
7 Dimensionnemets des assemblages	53
7.1 Assemblage Poteau – Traverse :	53



7.2 Assemblage au faitage.....	57
7.3 Ancrage du poteau	60
Conclusion générale.....	62
Annexes.....	63
Référence.....	70



Liste des figures

Figure 1:	Image de l'entreprise.....	2
Figure 2 :	Charpente métallique.....	4
Figure 3:	Exemple de chaudronnerie.....	5
Figure 4:	Logiciel pour le calcul numérique.....	6
Figure 5 :	Exemple des grues utilisé pour le montage.....	7
Figure 6:	Partenaires de SOFAMIA.....	9
Figure 7:	Interface graphique du logiciel Robot structural.....	10
Figure 8:	Interface graphique du logiciel Tekla structure.....	11
Figure 9:	Interface graphique du logiciel AutoCAD.....	11
Figure 10:	Terminologie d'une charpente métallique.....	14
Figure 11:	Exemple des profils utilisés.....	15
Figure 12:	Encastrement de pied du poteau.....	16
Figure 13:	Articulation du pied du poteau.....	16
Figure 14:	Exemple de charpente métallique.....	19
Figure 15:	Dimensions du pignon avant.....	20
Figure 16:	Structure tridimensionnelle.....	22
Figure 17:	Structure en treillis.....	23
Figure 18:	Structure en portique.....	24
Figure 19:	Vue perspective.....	26
Figure 20:	Vue de face.....	26
Figure 21:	Vue de gauche ou droite.....	27
Figure 22:	Exemple des charges appliqué sur la panne.....	29
Figure 23:	Equivalence des charges d'entretiens.....	31
Figure 24:	Projection de Q sur les deux axes.....	32
Figure 25:	Points de calcul des M_c , M_b et.....	36
Figure 26:	Section du profil IPE.....	36
Figure 27:	Types de contreventement.....	42
Figure 28:	Contreventement de la toiture.....	43
Figure 29:	Calcul de F_d par la méthode de coupure.....	44
Figure 30:	Charges appliqué à la panne intermédiaire.....	45
Figure 31:	Charges appliqué à la panne sablière.....	46
Figure 32:	charges appliqué à la palée de stabilité.....	47
Figure 33:	Dessin d'assemblage.....	53



ABREVIATIONS

RDM : résistance des matériaux

NV65 : Neige et vent

CM : Construction métallique

σ : contrainte de flexion.

M : moment de flexion.

W : Module élastique du profil.

f : flèche

I : module d'inertie

E : module d'Young du matériau

μ : coefficient de frottement

e : épaisseur

G : charges permanentes

Q : charge d'exploitation

Vn : vent normal

Nn: neige normale



Introduction générale

De nos jours, et par tous dans le monde, et pour la construction des grandes structure : ponts, pylônes et les bâtiments industriels (usine, atelier, magasin de stockage...). L'utilisation de l'acier et les ossatures métalliques demeure la première solution grâce aux nombreux avantages :

- L'industrialisation totale, La possibilité du transport, La grande résistance de l'acier
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- possibilité architecturales plus étendue qu'en béton.

Dans ce cadre, qu'intervient ce rapport de stage de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en mécatronique et qui consiste de concevoir, calculer et dimensionner une charpente métallique, en respectant les normes de calcul des structure métalliques :

- NV 65 : Règles déterminant les actions de la neige et du vent sur les constructions
- CM 66 et Additif 80 : Règles de dimensionnement des constructions métalliques.

Pour cela, ce travail est divisé en quatre chapitres : Premièrement une présentation de l'organisme d'accueil; son organigramme et ses principales activités. Après un chapitre consacré au langage et domaine des charpentes métalliques et ses terminologies. A la troisième partie on a présenté le cahier de la charge de projet et on a justifié le choix de modèle de conception. Et à la fin on a suit une démarche de calcul des éléments de la structure (pannes, lisses de bardage, poteaux....).



Chapitre 1



Présentation de l'organisme d'accueil





Introduction :

Le présent chapitre porte sur la présentation de la société **SOFAMIA**, dans un premier temps, un aperçu général sur l'entreprise qui nous a accueillis pendant quatre mois dans le cadre de ce projet de fin d'études, ses activités principales, et ses ressources et moyens. Par la suite nous présentons les différentes étapes du processus de production.

I. Présentation de la société SOFAMIA

1. Aperçu général.

Située dans la zone industrielle de Meknès, SOFAMIA est le leader de la région Meknès Tafilalt dans le domaine de la charpente et la construction métallique. En développant des plans et concepts originaux de charpente métallique et bâtiments à monter rapidement, SOFAMIA propose des solutions **pratiques, économiques et modulables** pour les bâtiments en charpente métallique : Usines, hangars de stockage, dépôt...

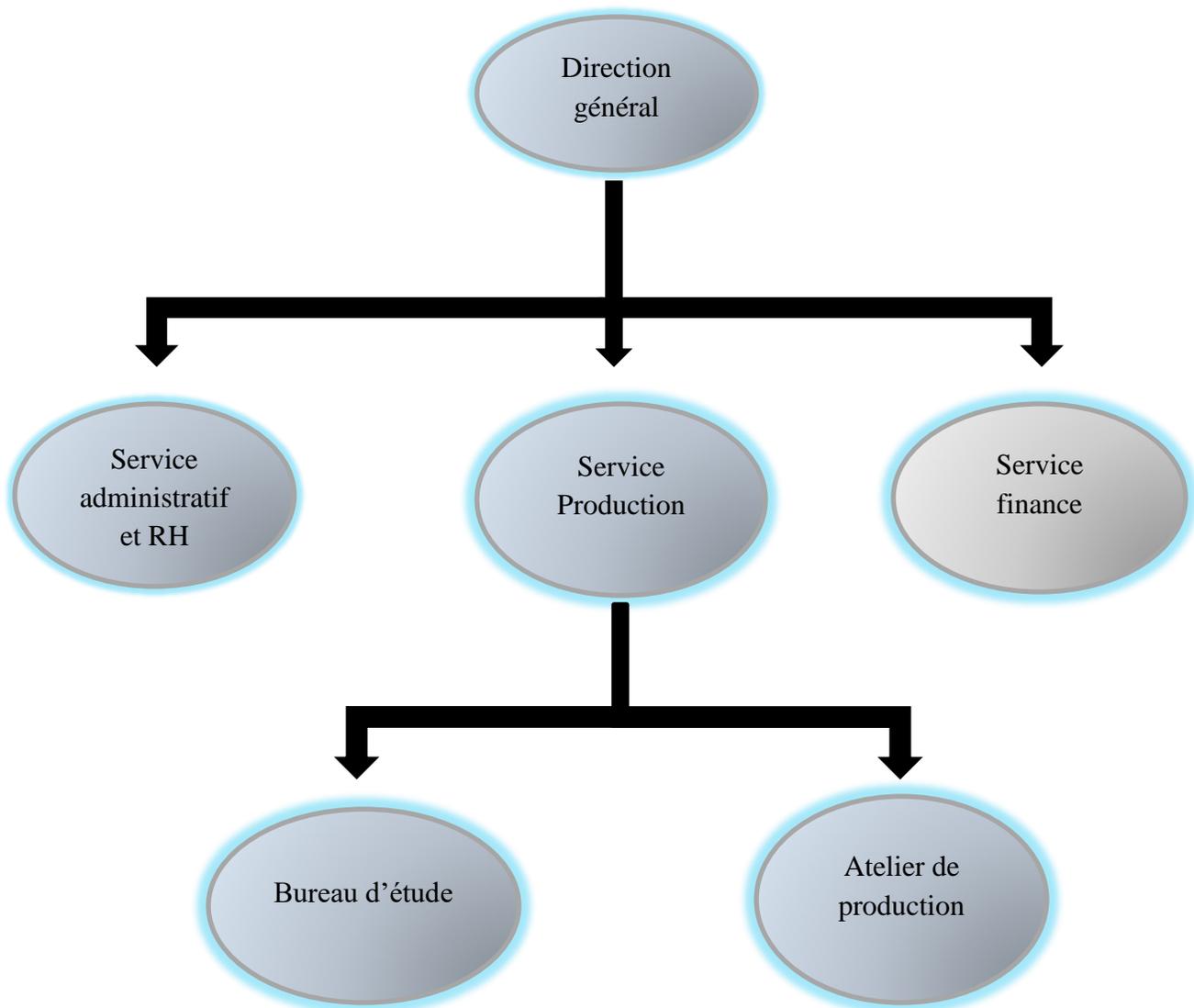
Depuis sa création en 1990, SOFAMIA a livré, a fabriqué et monté des charpentes pour ses clients à travers tout le Maroc. La société investit régulièrement dans son outil de production afin de proposer **le meilleur rapport qualité/prix du marché** et les **délais de livraison les plus courts**.



Figure 1 : image de l'entreprise



2-organigramme de l'organisme :



Pendant la période de ce stage, mon travail était effectué dans le bureau d'étude.



3- Activités de l'entreprise :

SOFAMIA travail sur deux types de produits principales (« charpente métallique, chaudronnerie ») en plus de la location des grues.

3-1 Charpente métallique :

Acteur incontournable de la fabrication et assemblage de charpente métallique **SOFAMIA** réalise pour ses clients

- Les charpentes en acier (figure 2) de tout type de bâtiments (hangars, unités industrielles, unité frigorifiques...).
- Les structures supportant tout type d'équipements (racks de pipeline, équipements industriels lourds...)
- Les bâtiments en hauteur.
- Les ouvrages d'art.

SOFAMIA dispose d'un atelier de 5000m2 dédié à la charpente métallique et d'un matériel performant pour répondre aux exigences de ses clients.



Figure 2 : charpente métallique



3-2 Chaudronnerie :

SOFAMIA possède une longue expérience et un savoir-faire reconnu dans le domaine de la chaudronnerie (figure 3) . Elle assure la fabrication et le montage de tout type d'équipement chaudronné tels que :

- Les réservoirs atmosphériques
- Les trémies, cyclones, goulottes, malaxeurs.
- Gaines et cheminées
- Appareils et structures suivant plans.

Plusieurs grands clients ont fait confiance pour la fabrication de leurs ouvrages en acier, ainsi SOAFAMIA a réalisé entre autres, des silos et trémies pour Menaraprefa, des goulottes et malaxeurs pour CTT groupe ONA et divers réalisations pour des grandes unités industrielles tel que LAFARGE et COSUMAR.



Figure 3 : exemple de chaudronnerie

3-3 Location des grues:

SOFAMIA dispose d'un ensemble des grues à louer qui répond aux besoins de ses clients



4-ressources et moyens de l'entreprise :

4-1 Etude et ingénierie:

Le bureau d'études est un maillon essentiel dans les métiers de la charpente et la construction métallique, qui a pour objectif de mener à bien les études de ses clients dans un souci permanent d'innover, optimiser et donner vie aux projets simples et complexes à l'aide d'un ensemble de logiciels de calcul (figure 4).

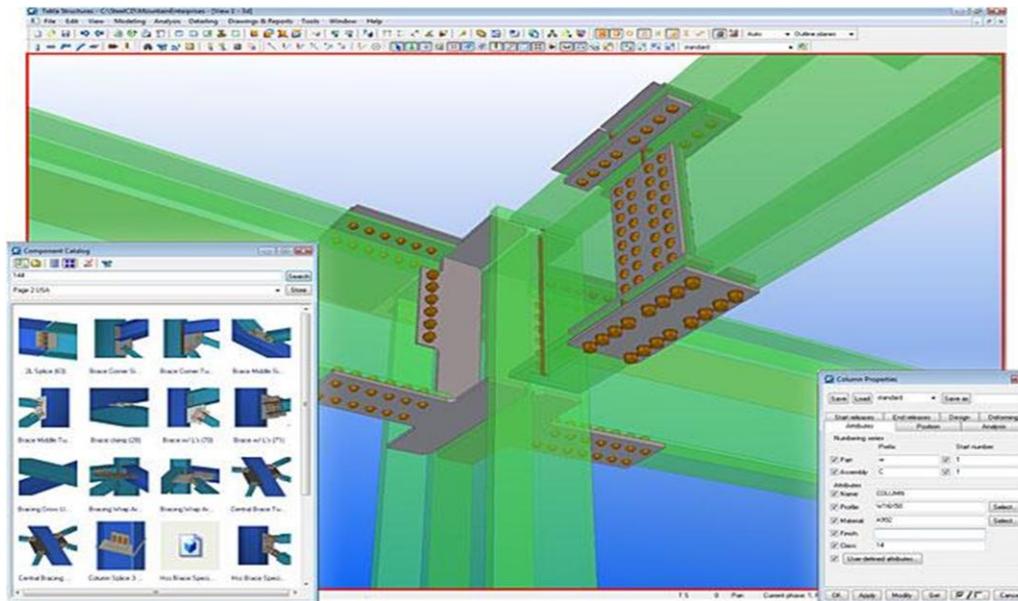


Figure 4 : logiciel pour le calcul numérique

4-2 Production:

Les ateliers d'une superficie totale de 5000 m² sont dotés de matériels de soudure et de chaudronnerie très performants, permettant à SOFAMIA de répondre aux exigences de ses clients.

SOAFAMIA dispose de matériels de coupe performants (scies mécaniques de grands et petits profilés, guillotines, cisailles...), de perçage (perceuse numérique de profilés, poinçonneuse hydraulique, fraiseuse...), de soudure (postes de soudure semi-automatique), ainsi que tous les machines et petit outillage indispensable pour le travail de charpente et de chaudronnerie.



4-3 Montage:

SOFAMIA dispose d'un parc de grues mobiles important (figure 5), de nacelles et de chariots élévateurs (figure 5) lui permettant d'accompagner ses clients dans le montage de leurs charpentes et autres produits métalliques simples et complexes.

Les équipes de montage expérimentées assurent le montage des ouvrages du début jusqu'à la livraison finale dans les meilleures conditions de qualité et de sécurité pour livrer le projet clé en main.



Figure 5 : exemple des grues utilisé pour le montage

4-4 parc de machine:

MATERIEL DE MANUTENTION :

Grue télescopiques PPM.

Grues télescopiques COLES.

Grue télescopiques SATURN.

Grue télescopiques MEILLER.

Clark 5T.



Palans électriques. 3T, chaîne 30m.

Palans électriques. 3T, 30m''Hiyonotracom

Palan manuel Tiger L :3m.

Palan manuel YALE Super Geared

Palan manuel Eléphant super 8.

Palan manuel Tiger L3m

MATERIEL DE COUPE :

Centres de sillage.

Scies mécaniques.

Guillotines 'Darly'' type GS

Guillotines '' ADIRA''.

Guillotine combinée coupe/perçage tout Fer.

Guillotine combinée coupe/perçage tout Fer

Coupe cornière, fer à té, fer plat et UPN.

Chalumeaux d'oxycoupage.

Meuleuses

MATERIEL DE PLIAGE :

Plieuses.

MATERIEL DE TOURNAGE FRAISAGE :

2 Tours horizontal, 3m de longueur.

MATERIEL DE PERCAGE :

Perceuses radiales trou f 50mm.

Perceuses à table f 12 à 20mm.

Perceuses à socle pour chantiers.

MATERIEL DE SOUDURE :

22 Postes électriques à baguette.

12 Postes électriques semi-automatiques.

3 Postes de soudure à Gasoil.



MATERIEL DE ROULAGE :

Cintreuses.

Cintreuses. à tube

MATERIEL DE SABLAGE :

Compresseur.

Sableuses.

SOURCES ET TRANSFORMATEURS D'ENERGIE

Groupe électrogène diesel "caterpillar"

Groupe électrogène diesel "Général électrique"

Groupe électrogène diesel "SOFOMA"

MATÉRIEL INOX :

2 postes Argon atelier.

2 postes Argon portatif.

1 Poste plasma.

5-Partenaire de SOFAMIA :

Plusieurs entreprises marocaines de poix (figure 6) ont fait confiance à SOFAMIA dont on peut citer :



Figure 6 : partenaires de SOFAMIA



II. Procédure de fabrication des charpentes métalliques :

1-Réception de la demande :

A travers son service administrative SOAFAMIA reçoit la commande de fabrication des charpentes métallique après la négociation de : prix, délai et qualité tout en respectant le cahier des charges.

2-Conception et études de la structure:

Après la confirmation de la réalisation de projet, le bureau d'étude s'engage pour concevoir la structure et dimensionne ses éléments à l'aide d'un ensemble des logiciels dont on peut citer :

2-1 Autodesk robot structural analysis:

Le logiciel Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional (figure 7) propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk® Revit® Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

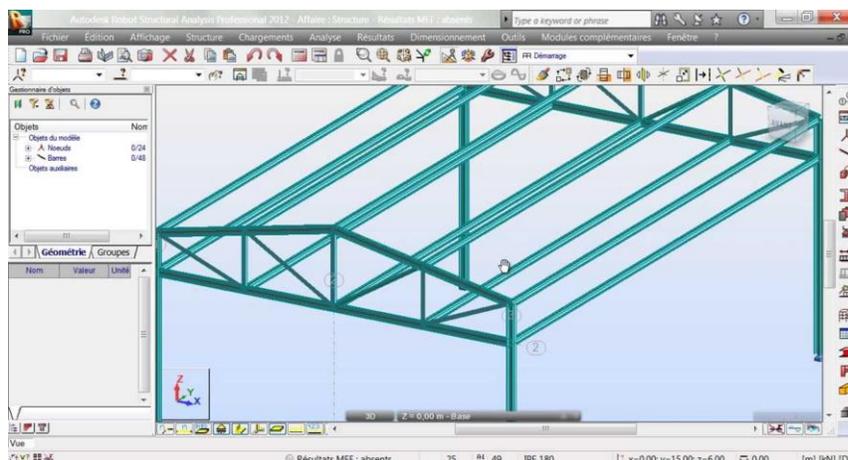


Figure 7 : interface graphique du logiciel Robot structural



2-2 Tekla structure:

C'est un outil similaire à Autodesk® Robot™ Structural Analysis, il permet la conception, le calcul et le dimensionnement des structures (figure 8).

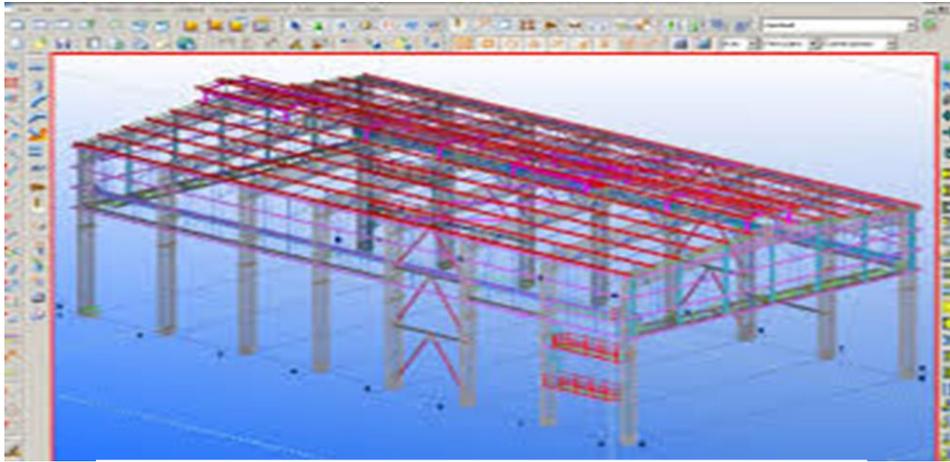


Figure 8 : interface graphique du logiciel Tekla structure

2-3 AutoCAD:

AutoCAD (figure9) est un logiciel de dessin assisté par ordinateur (DAO) développé par Autodesk très utilisé pour le dessin des plans 2D, plus la possibilité de communication avec d'autres logiciels comme Autodesk® Robot™ Structural Analysis et Tekla strucute a fin de générer des plans 2D qui seront utilisé par le service de production.

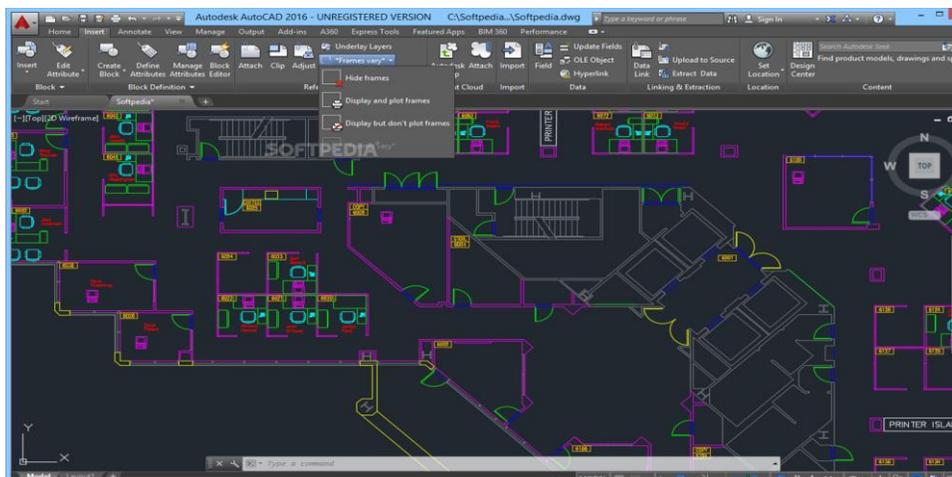


Figure 9 : interface graphique du logiciel AutoCAD



3-production des éléments de la structure :

C'est l'étape la plus longue du processus. La première phase est la commande d'acier, auprès de l'usine du ST ou d'un fournisseur. La structure est ensuite fabriquée en atelier, en suivant les prescriptions du dossier (CCTP), et par l'effectuation d'un large éventail d'opérations de fabrication pour la transformation des métaux, y compris la découpe plasma des tôles; le sciage, la coupe, le perçage, le marquage, le fraisage, le poinçonnage rond ou oblong, la peinture sans air, soudure au gaz inerte semi-automatisée, soudure manuelle à l'arc, etc...

4-La livraison:

s'effectue en une fois ou au fur et à mesure de l'avancement, en fonction de la zone de stockage sur site. Cette phase joue un rôle important dans la conception de l'ouvrage, à cause du gabarit du moyen de transport, qui limite la taille des profilés fabriqués en atelier.

4-Le montage:

est confié intégralement à l'entreprise S-T. Un moyen de levage doit être fourni (grue mobile en général).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu sur l'entreprise SAOFAMIA, son organigramme, ses principales activités et le processus de fabrication des charpentes métalliques.



Chapitre 2

Rappel sur les ossatures métalliques

I. Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons aborder le domaine construction métallique et précisément les charpentes métalliques, nous avons commencé par des généralités du domaine, puis les terminologies utilisés : portique, poteaux... et à la fin les critères que doit une charpente satisfaire à savoir les critères mécaniques et les règles de dimensionnement (CM66 et additif80).

II. Généralités:

L'industrie sidérurgique s'est développée à la fin du 19ème siècle en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Ces éléments de construction "rigides" permettent de dégager des grands espaces utiles au sol. La portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

En outre le poids de ces éléments d'ossature, comparé à ceux d'une même structure en béton armé (ou maçonnerie) est réduit et allège considérablement les charges transmises au sol. Associé à des éléments de peau "légers" (bardage, façades rideau ...), ces structures sont adaptées à la réalisation de constructions telles que salles de sports, piscines, entrepôts, usines... Leur réalisation est rapide (assemblage direct d'éléments préfabriqués) et donc d'un prix très compétitif.

III. Terminologies:

Une charpente métallique est constituée de PORTIQUES ou FERMES (figure 10) réalisés par l'assemblage des poteaux, arbalétriers, entrants... Ces portiques sont reliés entre eux par des pannes (poutres).

1. Poteau
2. Montant
3. Traverse
4. Sablière (ou : poutre de rive)
5. contreventement (ou: palée de stabilité)
6. contreventement vertical (ou: de fûtage)
7. contreventement rasant (ou: de versant)
8. pannes faîtières
9. pannes courantes
10. pannes basses (ou sablières)
11. Fermes
12. bracon (ou: contrefiche)

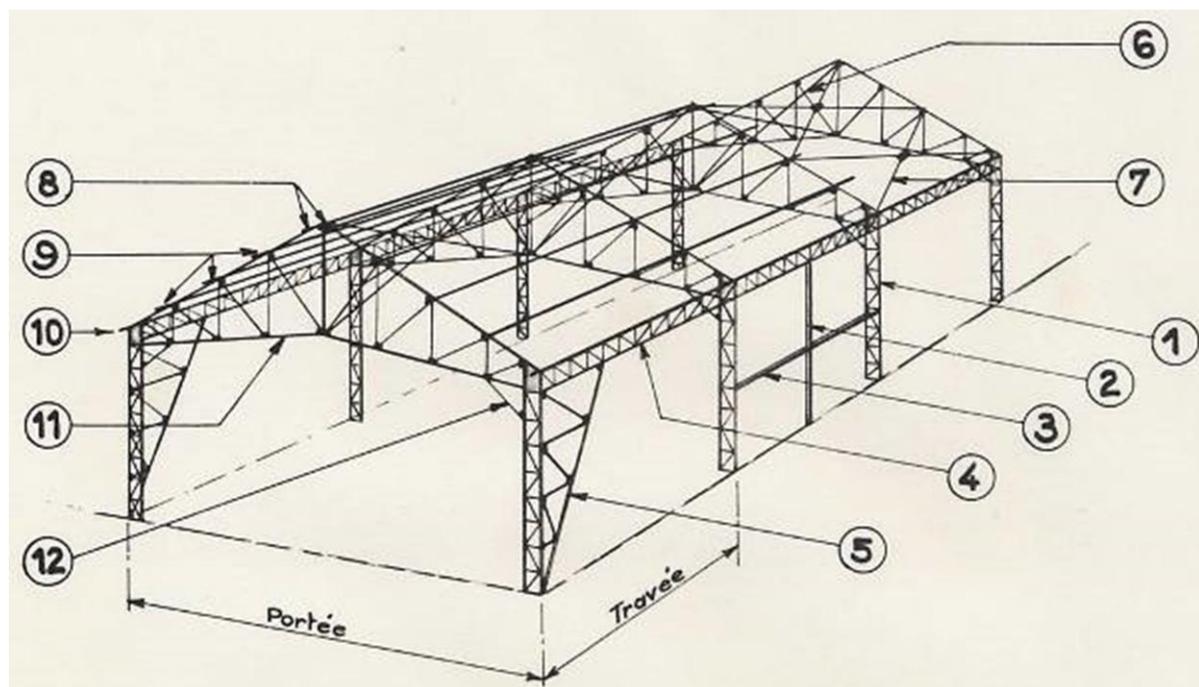


Figure 10 : terminologie d'une charpente métallique

1. Profils associés

Les profils associés (figure 11) sont généralement des aciers laminés, les charpentes peuvent également être en aluminium.

Poteaux : type HEA, HEB, IPE

Potelets : type UPN, tubulaires

Arbalétriers : type IPE, poutres treillis

Pannes : type IPE, UPN, poutres treillis

Chevêtres : type IPE, UPN

Couronnement : type IPE, UPN

Liernes : type T, fers plats

Baïonnettes : type UPN, fers plats

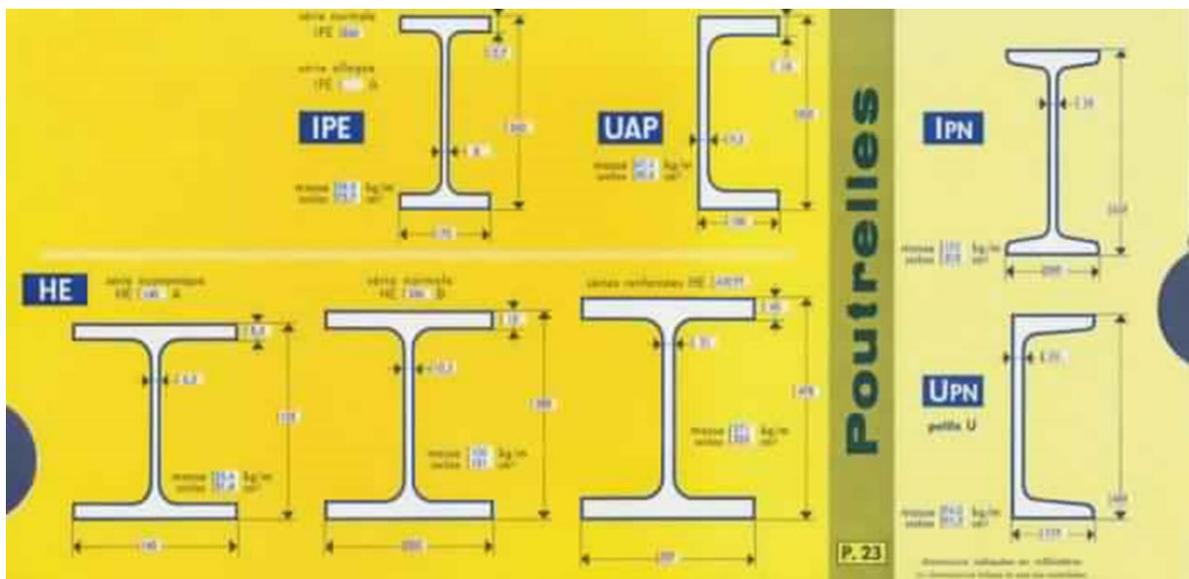


Figure 11 : exemple des profils utilisés

2. Assemblages :

En fonction de leur rigidité, les assemblages seront considérés encastrés ou articulés, voire ponctuels (système à corbeaux).

Encastrement au sol

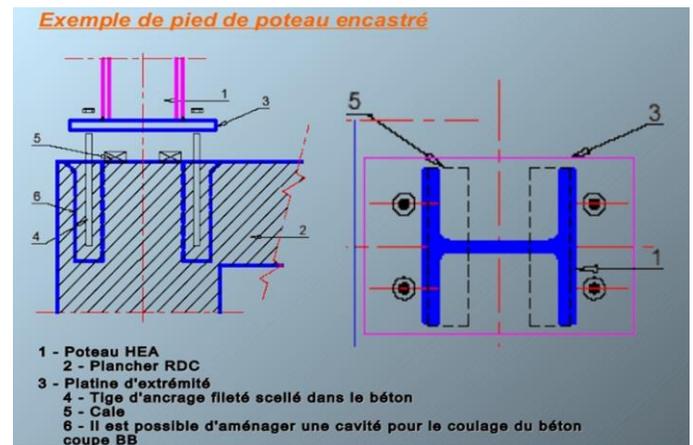


Figure 12 : encastrement de pied du poteau

Articulation au sol

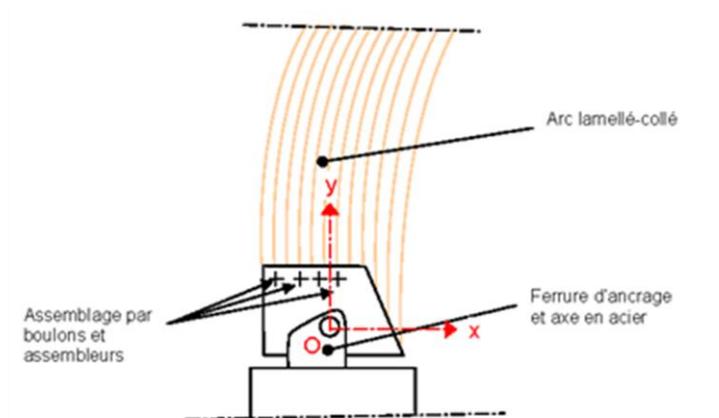


Figure 13 : articulation de pied du poteau

IV. Analyse fonctionnelle:

1. Critère mécanique :

Les charpentes doivent être calculées en suivant les règles :

- CM 66 + additif 80 pour les charpentes en acier (calculs élastiques ou plastiques)
- AL 75 pour les charpentes en aluminium ou Eurocode 9,
- CB 71 ou Eurocode 5 pour les charpentes en bois et bois lamellé-collé.

La protection des matériaux contre la corrosion doit être prise en considération. Les sollicitations sont en particulier :

- **le poids des structures,**
- **les éléments d'équipement et charges d'entretien,**
- **les actions climatiques de vent et de neige** (actions locales, courantes et d'entraînement d'ensemble), - l'accumulation d'eau en toiture (pente des éléments de rejet).

2. Critère incendie :

Le respect de la sécurité incendie des structures métalliques est un souci particulier du concepteur. La stabilité au feu SF peut être obtenue par un de ces procédés :

- *Peinture intumescente.*

Il s'agit d'une peinture qui "gonfle" au contact de la chaleur et crée une couche isolante autour de l'élément structure.

- *Flocage.*

Il s'agit de l'application par projection d'un revêtement (base minérale) isolant la structure.

- *Protection rigide.*

Généralement apportée par la mise en place d'écrans rigides en plaques de plâtre ou d'une projection en béton. Ces écrans peuvent être réalisés de façon continue par la réalisation d'un bardage double peau désolidarisé.

V. Contreventement des charpentes.

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versants (poutres au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans. La stabilité est ainsi assurée dans les trois directions de l'espace. On distingue trois types essentiels de contreventements:

- triangulation (treillis): il s'agit du type le plus fréquent ; les treillis en N conviennent bien lorsqu'il n'y a pas d'inversions d'efforts. Lorsque l'on est en présence d'inversions d'efforts possibles on préfère les croix de saint André (quelquefois les treillis en K ou V peuvent convenir).
- rigidification des nœuds (cadre-portique): ils se justifient pleinement lorsque l'on doit laisser le passage libre, ou pour éviter des diagonales inesthétiques, ou bien parfois pour laisser une plus grande liberté pour une modification de la structure.
- remplissage (voile, diaphragme): on utilise des voiles en béton pour les fortes sollicitations. Pour les faibles sollicitations des voiles en maçonnerie conviennent. Lorsqu'il existe un noyau ou un mur de refend celui-ci peut bien sur servir de contreventements (il s'agit surtout d'un cas pour les bâtiments à étages). Il est imprudent d'estimer que des bardages ou couvertures en tôles puissent faire office de contreventements.

Nota: dans le cas de contreventements par remplissages, il faut toujours s'assurer que la transmission d'efforts entre éléments porteurs et éléments de stabilisation se fasse correctement.



Chapitre 3

Présentation du projet et Conception de la structure

I. Introduction:

Dans ce chapitre, nous allons définir notre projet : le cahier de charge, puis on va concevoir un modèle, et justifier le choix,

II. présentation du projet

Ce projet consiste à la conception et au dimensionnement d'un petit hangar ($24 \times 10 = 240 \text{ m}^2$) (figure 14) en charpente métallique qui va être utilisé comme un magasin de stockage pour une entreprise située dans la région de Grand Casablanca.

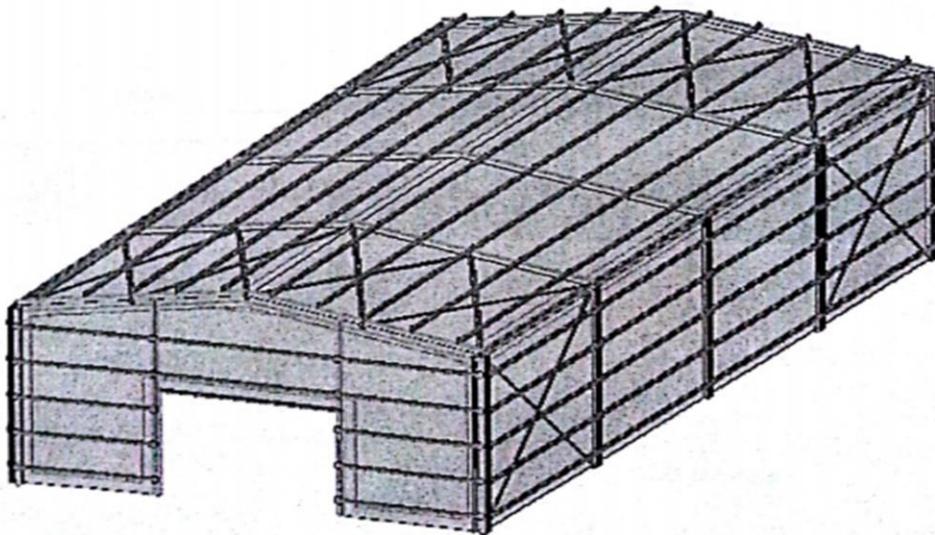


Figure 14 : exemple de charpente métallique

1-Description du projet :

Une étude préliminaire du projet nous a fourni les données de conception (tableau 1), telle que la hauteur maximale autorisée pour le bâtiment industriel est estimée à 6 m et une pente de toiture de 10,2 %. L'ensemble des données fournies sont organisées dans le tableau suivant. Les entraxes entre les pannes et les lisses respectivement sont schématisées dans le dessin simplifié de la figure ci-après.

Dimension	Valeur
Longueur a	24 m
Longueur b	10 m
Hauteur H	6 m
Pente d'angle α	10,2 %
Travée	6 m
Nombre de portiques (N)	5

Tableau 1 : dimensions du projet

Le pignon avant a les dimensions (mm) suivantes (figure 15) :

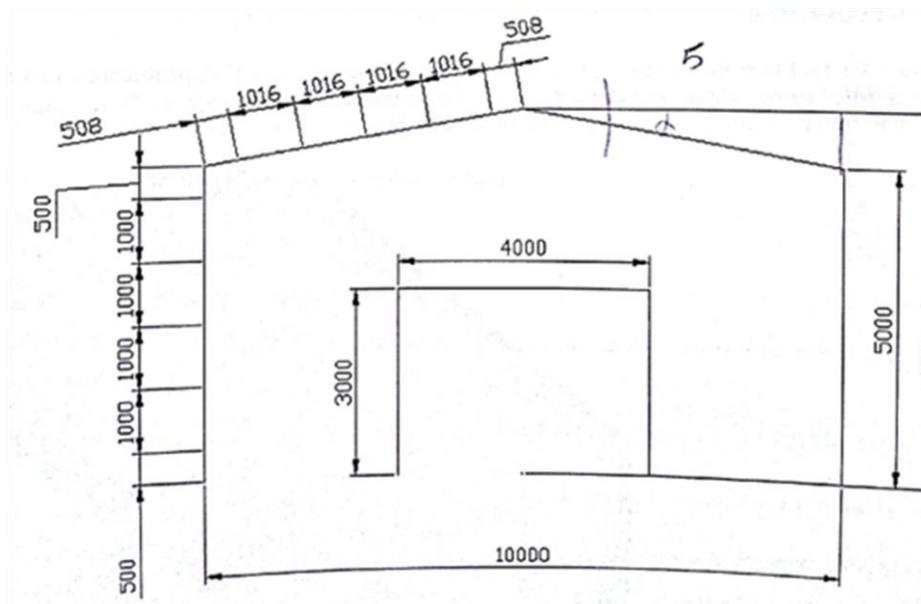


Figure 15 : dimensions du pignon

Le projet consiste aussi à concevoir le chemin de roulement d'un pont roulant pouvant transporter une charge axiale estimée à 10 tonnes. Il est revu que ce chemin de roulement sera réalisé dans l'objectif de déplacer des charges dans tout l'espace du hangar (dans les deux directions ; longitudinale et transversale) au lieu de les déplacer dans une seule direction, ce qui est demandé en générale dans l'industrie.

2-données de calcul :

- Le bâtiment à concevoir est situé à Casablanca dans un site exposé, et sans masque
- L'acier de construction disponible : S235
- Le règlement de conception : Règle CM66 et/ou Additif 80
- NV65 et carte du vent Maroc : Pour le calcul du vent
- La charge maximale à transporter par le système de ponts roulant : 10 tonnes

III. Conception de la charpente métallique

Dans cette partie, nous allons choisir et justifier l'architecture de la charpente métallique

4. Le type de la structure :

Les structures en charpente métallique sont généralement de trois types :

- Les structures tridimensionnelles.
- Les structures en treillis.
- Les structures en portiques.

1.1 Les structures tridimensionnelles :



Figure 16 : structure tridimensionnelle

Ce sont des structures réalisées à partir de tubes ronds creux (figure 16). Ces structures sont légères mais ont une capacité de portée très importante. Elles peuvent couvrir plus de 6000 m² de surface sans appuis intermédiaires.

Ce type de structure nécessite une main d'œuvre qualifiée et plus de temps pour le montage. Pour notre projet, de surface de 240 m², les structures tridimensionnelles seront surestimées et onéreux. Donc, elles ne sont pas une solution optimale pour réaliser ce hangar.

1.2 Les structures en treillis :

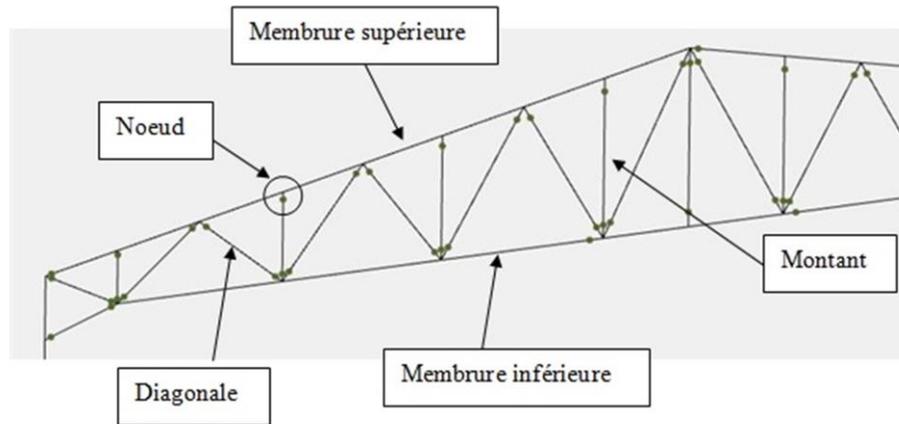


Figure 17 : structure en treillis

Ces structures contiennent des systèmes de barres rectilignes situées dans un même plan et assemblées entre elles selon des triangles (d'où leur appellation : systèmes triangulés) (figure 17). On peut considérer que les treillis ont des nœuds fixes. Elles sont constituées :

- Membrure supérieure (arbalétrier)
- Membrure inférieure (entrait)
- Âme à treillis (étrésillons), constituée d'éléments verticaux (montants) et obliques (diagonales)

Vu leurs performances, les structures en treillis peuvent être un bon choix pour notre projet.

1.3 Les structures en portiques :



Figure 18 : structure en portique

Ce sont les structures les plus répandues en construction métallique (figure 18). Les portiques qui constituent l'ossature principale sont constitués par des traverses, qui supportent les pannes, et de poteaux qui supportent les traverses ; les poteaux et les traverses sont liés par des encastremets. Le transfert des efforts tranchants d'un niveau au niveau inférieur s'effectue par le biais des moments de flexion que le déplacement horizontal relatif de ces deux niveaux permet de développer à la fois dans les traverses et dans les poteaux. Les portiques constituent de fait des systèmes à nœuds déplaçables. Leur forme est très variable (traverses horizontales, inclinées, brisées, arquées, etc.) ; il peut exister un seul cadre ou plusieurs.

Les portiques à âme pleine, les plus utilisés, peuvent être constitués :

- Profils à inertie constante (IPE, HEA ...), comportant ou non en sus des renforts au niveau des moments maximaux (jarrets aux appuis sur poteaux, clé de faîtage en milieu de travée)
- Profils à inertie variable en PRS

Vu leurs conceptions technologiques simples et très variables, les structures en portiques peuvent aussi être un bon choix pour notre projet.

1.4 Comparaison entre les structures en portique et les structures en treillis :

Les fermes treillis sont plus compétitifs pour les grandes portées, les bâtiments légers standardisés et les produits en grande série en usine. Mais les portiques à âmes pleines sont idéals pour des portées courantes de 10 à 30m et des travées courantes de 5 à 7m qui est le cas pour notre projet. Et aussi, les portiques ont plusieurs avantages par rapport les fermes en treillis :

- Moins onéreux du fait d'un temps de main d'œuvre moins élevé
- Moins encombrants
- Plus esthétiques
- Plus simples

Un autre point important, c'est qu'en général, les structures sont articulées aux fondations et encastres au niveau de liaison poteaux-traverses qui n'est pas le cas pour les fermes treillis, qui sont généralement articulées à leurs appuis car il est délicat de réaliser de bon encastrement avec des treillis (efforts surabondants dans les membrures).

1.5 Conclusion :

D'après la comparaison entre les différents types de structures. On adopte Pour notre projet une structure en **portique à âmes pleines** articulées en fondations et encastres aux autres liaisons. Voir figures ci-après :

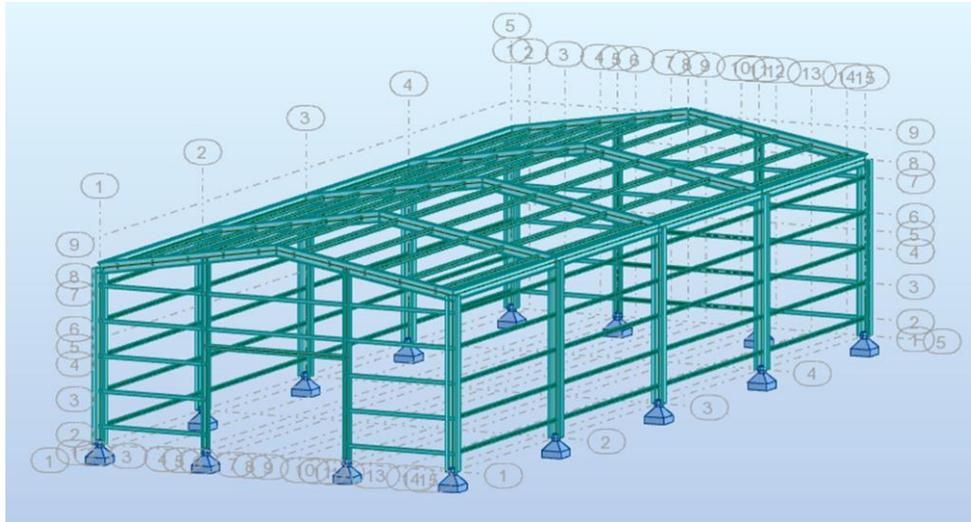


Figure 19 : vue perspective

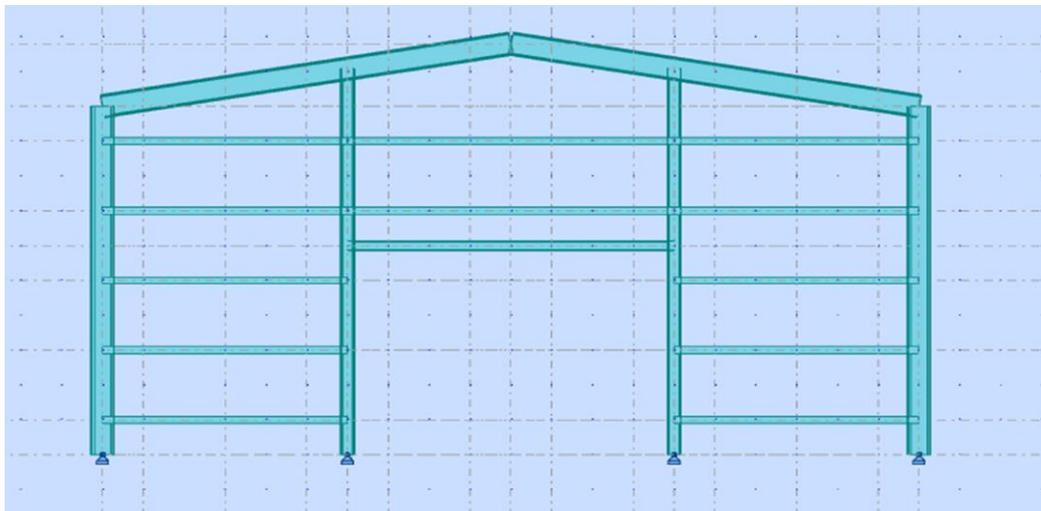


Figure 20 : vue de face

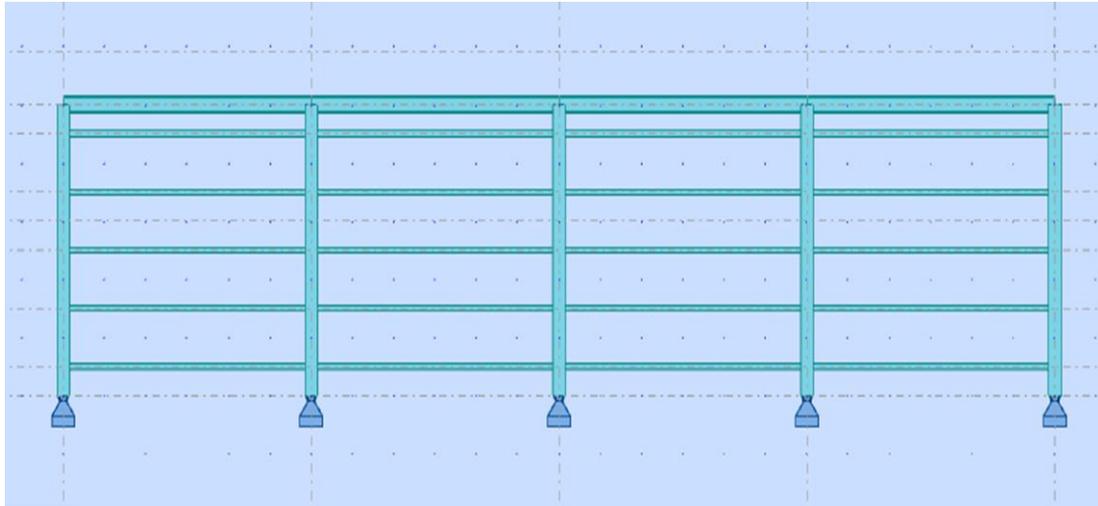
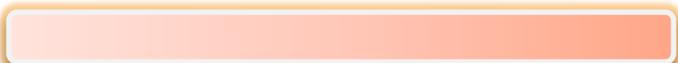


Figure 21 : vue de gauche ou droite



Chapitre 4



*Calcul des éléments de la
structure*





Introduction

Cette partie sera consacrée au calcul des éléments de la structure métallique, dont la méthodologie générale de dimensionnement est:

- La détermination des charges sur la structure (permanentes, exploitation, climatiques)
- L'analyse globale de la structure (détermination des sollicitations dans les éléments)
- Rendre les sollicitations pour leur traitement, sont introduites les vérifications des sections et des éléments.
- La vérification des assemblages principaux de la structure encastrement par platine d'about et pied de poteau articulé.
- La stabilité latérale peut être obtenue soit par des systèmes de contreventement, soit par des liaisons rigides dans la structure.

1Calcul des pannes

1.1- Définition:

Les pannes, qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, dans le plan des versants.

Dans la majorité des cas, les pannes sont constituées de poutrelles laminées IPE

1.2- Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, donnée par la pente des traverses de portiques, les pannes sont posées inclinée d'un angle α , de ce fait, fonctionnent en flexion déviée (figure 22).

Les pannes sont en effet soumises :

- A des charges verticales (poids propre de la panne et de couverture), Q , se décompose en une charge Q_y parallèle à l'âme de la panne et une charge Q_x perpendiculaire à l'âme.
- A une charge oblique W , du au vent appliquée perpendiculaire au versant.

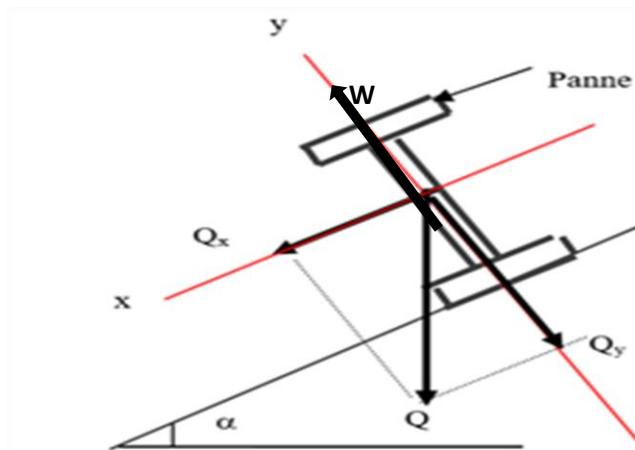


Figure 22 : charges appliqué sur la panne

1.3 Principes de dimensionnements:

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

-Aux conditions de résistance.

-Aux conditions de flèche.

- Conditions de résistance

Il suffit de vérifier, après avoir calculée le moment de flexion M_x dû aux charges Q_y et w et le moment de flexion M_x dû aux charges Q_x , que les contraintes de flexion σ_y et σ_x , correspond a ces moments satisfassent à

$$\sigma_y + \sigma_x \leq \sigma_e$$

Règles CM 66 et additif 80 : règles de calcul des constructions en acier

- Conditions de flèche

Les pannes ne doivent pas, réglementairement, présenter de flèche supérieure au 1/200 de leur Portée.

$$f \leq \frac{L}{200}$$

1.4 Charges agissantes sur les pannes :

1.4.1- Charges permanents G :

-Poids des couvertures et accessoires: 17,27 kg/m

-Poids propre des pannes estimé : 12 kg/m

$$\text{Alors } G = 17.27 + 12 = 29.27 \text{ kg/m}$$

1.4.2- Surcharges climatiques:

$$V_n = 59,44 \times 1,016 = 60,39 \text{ kg/m}$$

$$V_e = 1.75 V_n = 105,68 \text{ kg/m}$$

$$S_n = 35 \times 1,016 = 35,56 \text{ kg/m}$$

$$S_e = 1,67 \times 35,56 = 59,2 \text{ kg/m}$$

Valeurs des Surcharges climatique obtenues à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

1.4.3 Surcharges d'entretien : P

Deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée.

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dû à P et aux charges ponctuelles P' (figure 23) .

$$M_{\max} = \frac{P'l}{3} = \frac{Pl^2}{8} \quad \Rightarrow \quad P = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 54 \text{ kg/m}$$

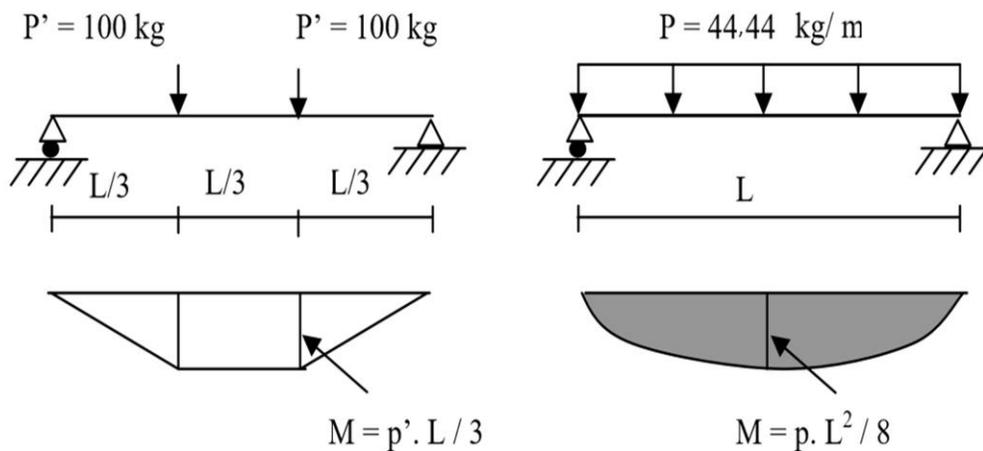


Figure 23 : équivalence des charges d'entretiens

1.4.4 Combinaisons des charges:

- a) $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} (S_n + P) = 1,59 \text{ kN/m}$
- b) $G + S_e + Q = 1,33 \text{ kN/m}$
- c) $G - W_e = - 0,764 \text{ kN/m}$

Règles CM 66 et additif 80 : règles de calcul des constructions en acier

La combinaison la plus défavorable est la combinaison (a) :

$$Q = 1,59 \text{ kN/m}$$

Après le calcul de la charge Q supporté par la panne, la détermination de Q_y et Q_x se fait par projection sur les deux axes (figure 24).

$$Q_y = 1,59 \times \cos(10,2) = 1,58 \text{ kN/m}$$

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2/8 = (1,58 \times 36)/8 = 7,11 \text{ kN.m}$$

$$Q_x = 1,59 \times \sin(10,2) = 0,16 \text{ kN/m}$$

$$M_y = Q_x \cdot l_y^2/8 = (0,16 \times 9)/8 = 0,18 \text{ KN.m}$$

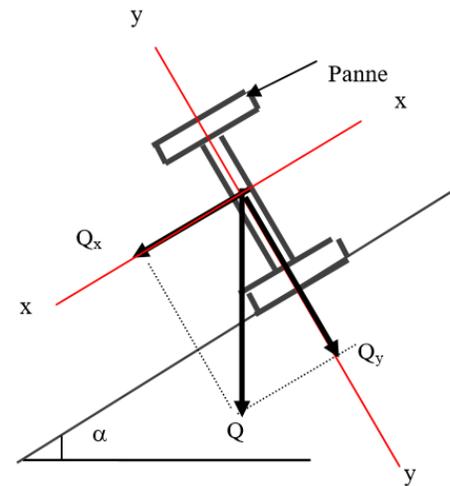
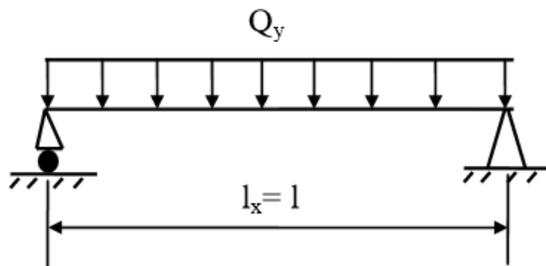
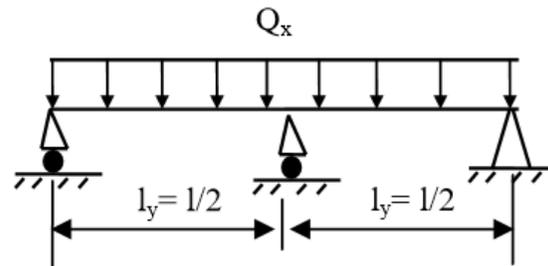


Figure 24 : projection de Q sur les deux axes



Plan y-y



Plan x-x

1.4.5- Calcul en élasticité:

Condition de résistance selon les règles CM66 :

$$\sigma_y + \sigma_x \leq \sigma_e$$

Où σ_x ou σ_y : contrainte de flexion.

M : moment de flexion.

W : module élastique du profil

Après des essais, on vérifie pour IPE 120.

$$W_y = 8,65 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{et} \quad W_x = 53 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\frac{M_y}{W_y} + \frac{M_x}{W_x} = 154,94 \leq \sigma_e = 235 \text{ Mp} ; \text{ vérifié}$$

1.4.6- Vérification des conditions de flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

$$\begin{aligned} Q &= G + P + V_n + S_n \\ &= 292,7 + 444,4 + 603,91 + 355,6 \\ &= 1696,61 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_x &= \frac{5 \times Q_y \times l_x^4}{384 \times E \times I_x} \\ &= \frac{5 \times 1696,6 \times \cos(10,2) \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 3,18 \times 10^6} \\ &= 42,65 \geq \frac{l}{200} = 30 \text{ mm} \quad \text{non vérifié} \end{aligned}$$

On vérifie pour un IPE 140

$$f_x = \frac{5 \times 1696,6 \times \cos(10,2) \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 5,41 \times 10^6}$$
$$= 25,07 \leq \frac{l}{200} = 30 \text{ mm} \quad \text{vérifié}$$

$$f_y = \frac{5 \times Q_x \times l_y^4}{384 \times E \times I_y}$$
$$= \frac{2,05 \times 1696,6 \times \sin(10,2) \times 10^{-3} \times 3000^4}{384 \times 210000 \times 0,449 \times 10^6}$$
$$= 0,788 \leq \frac{l}{200} = 15 \text{ mm} \quad \text{vérifié}$$

Après les calculs de résistance et de flèche, l'utilisation du profil IPE140 est convenable dans le cas des pannes.

2. Calcul de la traverse:

2.1. Conception technologique:

La traverse est un élément des portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont Composés de fermes (ou traverses), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les fermes. Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- De leur portée.
- Du schéma statique retenu pour la structure.
- Des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

2.2. Calcul des sollicitations:

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les divers actions : charges permanentes, charges d'exploitation, neige, vent sur le long-pan, vent sur pignon, vent au soulèvement, Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profils des pièces.

➤ Les charges :

Les charges de l'étage courant supportées par la traverse sont :

- La charge permanente :
 - ✓ Couverture : $17 \cdot 6 = 102$ daN/m
 - ✓ Panne : $12,9 \cdot 6 = 76,18$ daN/ml
 - ✓ Poids propre : $10 \cdot 6 = 60$ daN/m

Donc $G = 238,18$ daN/m

- La charge d'exploitation :
 - ✓ Neige : $S_n = 35 \cdot 6 = 210$ daN/m
 - ✓ Vent : $59,44 \cdot 6 = 356,64$ daN/m

2.3 condition de résistance :

à l'aide de calculette Excel, on trouve les résultats suivants :

Au faitage : $M_C = 3478.32 \text{ daN.m}$

$$\frac{I}{v} = \frac{M_C}{\sigma_e} = 144.91 \text{ cm}^3 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{IPE 180}$$

Aux appuis : $M_B = 8187.89 \text{ daN.m}$

et $M_D = 3974 \text{ daN.m}$

$$\frac{I}{v} = \frac{M_B}{\sigma_e} = 341.16 \text{ cm}^3 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{IPE 270}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{M_D}{\sigma_e} = 165.58 \text{ cm}^3 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{IPE 200}$$

D'où IPE 270

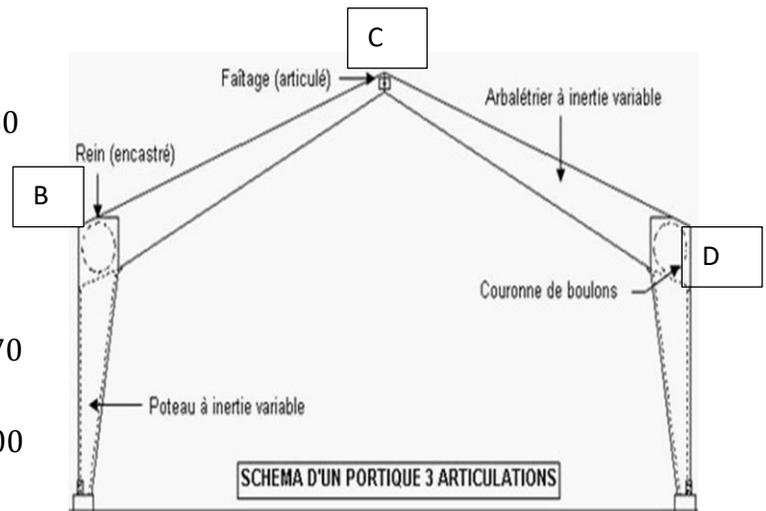


Figure 25 : points de calcul des M_c , M_b et

2.4 Vérification de la flèche de la traverse :

$$f = \frac{1}{348 EI} (5ql^4 + 48M_B l^2)$$

avec $q = G + S_n$ et $L = 20.40 \text{ m}$ et $I = 75.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^6$

$$f = 13.8 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad \frac{l}{200} = 5.08 \text{ cm}$$

la condition n'est pas vérifiée pour IPE 270

IPE 300 :

$$I = 83.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{donc} \quad f = 9.56 \text{ cm}$$

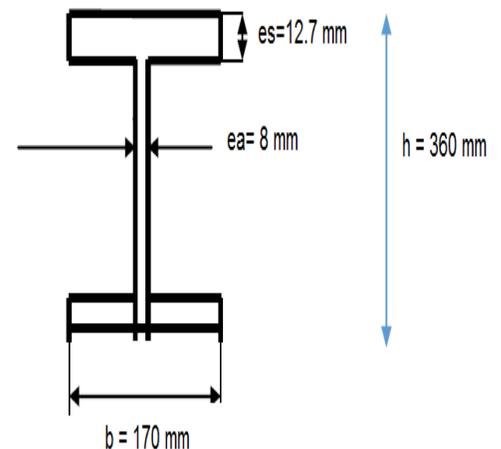


Figure 26 : Section du profil IPE

IPE 330 :

$$I = 117.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^6 \quad \text{donc} \quad f = 6.78 \text{ cm}$$

IPE 360 :

$$I = 162.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^6 \quad \text{donc} \quad f = 4.91 \text{ cm}$$

La condition **vérifiée** pour IPE 360,

Remarque : on peut utiliser des pièces de renforcement (jarrets, clé de faitage...) pour économiser la matière.

3. Dimensionnement 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.

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**.

3.1 Calcul des charges et surcharges :

$$L = 6\text{m} \quad ; \quad \text{entraxe} = 1\text{m} \quad ; \quad H = 5\text{m}$$

✓ **Les charges permanentes :**

(La lisse la plus chargée est la lisse intermédiaire)

- Bardage : 12 Kg/m
 - Poids propre de la lisse estimé : 12 Kg/m
- Alors : $G = 12 \times 1 + 12 = 24 \text{ Kg/m}$

✓ Les surcharges climatiques : (Suivant le plan de l'âme)

Vent normal : 49.54 Kg/m

$V_n = 49.54 \times 1 = 49.54 \text{ Kg/m}$

$V_e = 1.75 V_n = 1.75 \times 49.54 = 86.7 \text{ Kg/m}$

3.2 Dimensionnement :

La lisse travaille en flexion déviée, alors au lieu de tâtonner pour trouver les deux modules de flexion W_x et W_y dans les deux sens de flexion, on pourra adopter la relation suivante comme approximation :

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \mu \frac{M_y}{M_x} \right) \quad \left. \vphantom{W_x} \right\} \text{ Règles CM 66 et additif 80 : règles de calcul des constructions en acier}$$

$\mu = 6 \text{ à } 9$ pour les laminés profiles en I on prend $\mu = 7.5$

• Les moments :

✓ Pour le vent normal : $M_{vn} = V_n \cdot L^2 / 8 = \frac{49.54 \times 36}{8} = 222.93 \text{ daN.m}$

- ✓ Pour le vent extrême : $M_{ve} = V_e \cdot L^2 / 8 = \frac{86.7 \times 36}{8} = 390.15 \text{ daN.m}$
- ✓ Pour la charge permanente : $M_G = G \cdot L^2 / 8 = \frac{24 \times 36}{8} = 108 \text{ daN.m}$
- La pondération :

On utilisera les deux combinaisons suivantes :

Règles CM 66 et additif 80 : règles de calcul des constructions en acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3} M_G + \frac{3}{2} M_{vn} \\ M_G + M_{ve} \end{array} \right.$$

- ✓ Sous la première combinaison :

$$M_y = \frac{4}{3} M_G = \frac{4}{3} 108 = 144 \text{ daN.m}$$

$$M_x = \frac{3}{2} M_{vn} = \frac{3}{2} 222.93 = 334.4 \text{ daN.m}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \mu \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{334.4}{24} \left(1 + 7.5 \frac{144}{334.4} \right) = 58.93 \text{ cm}^3$$

- ✓ Sous la deuxième combinaison :

$$M_y = M_G = 108 \text{ daN.m}$$

$$M_x = M_{ve} = 390.15 \text{ daN.m}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \mu \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{390.15}{24} \left(1 + 7.5 \frac{108}{390.15} \right) = 50 \text{ cm}^3$$

Donc la combinaison ($\frac{4}{3} M_G + \frac{3}{2} M_{vn}$) est la plus défavorable, ce qui va nous mener vers un profilé : **IPE 140**

4 Dimensionnement 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.

4.1 Calcul des charges et surcharges :

✓ Les charges permanentes :

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

- Bardage : 12 Kg/m
- Lisse (IPE 140) : 12.9 Kg/m

✓ La surcharge (vent normal) :

Vent normal sur pignon (V2) : $V_n = 58.49$ daN/m Avec entraxe = 3.5 m

Alors : $V_n = 58.49 \times 3.5 + 204.72$ daN/m

4.2 Dimensionnement :

Le dimensionnement se fait sous la condition de la flèche :

La longueur du potelet le plus sollicité est :

$$L = 5 + 3 \tan 10.2 = 5.3 \text{ m}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{Vn \times L^4}{E \times I_x} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Règles CM 66 et additif 80 : règles de calcul des constructions en acier

Ce qui implique :

$$I_x \geq \frac{1000}{384} \times \frac{Vn \times L^3}{E} = \frac{1000 \times 204.72 \times 10^{-2} \times 5.30^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 378 \text{ cm}^4$$

Le profilé résultant est : **IPE 140**

Alors, le profilé choisi convient comme potelet.

IPE 14

5 Calcul des contreventements :

5.1 Généralité :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol (figure 27). Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versants (poutres au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans. La stabilité est ainsi assurée dans les trois directions de l'espace. On distingue trois types essentiels de contreventements :

- Triangulation (treillis)
- Rigidification des nœuds (cadre-portique)
- Remplissage (voile, diaphragme)
- Contreventements verticaux de combles en cas de fermes treillis
- Contreventements de versants transversaux
- Contreventements de long-pans : il faut en mettre dans tous les cas même lorsque le bardage est rigide ; il existe trois types :

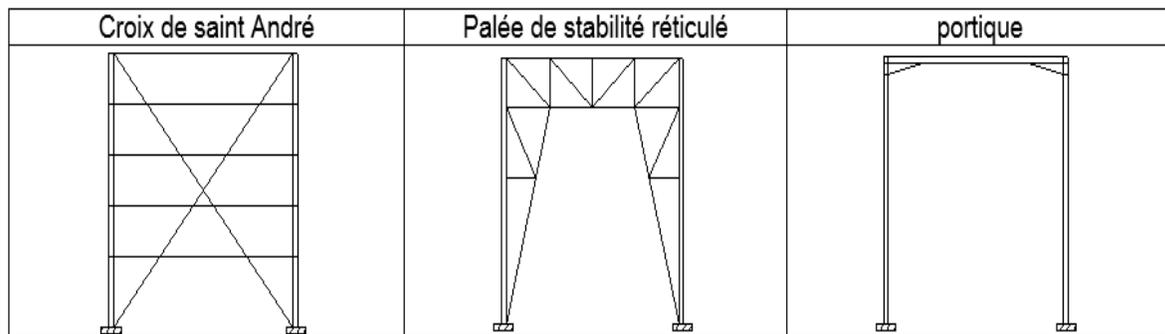


Figure 27 : types de contreventement

5.2 Dimensionnement des contreventements :

5.2.1 Les contreventements sur la toiture :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis (figure 28) reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

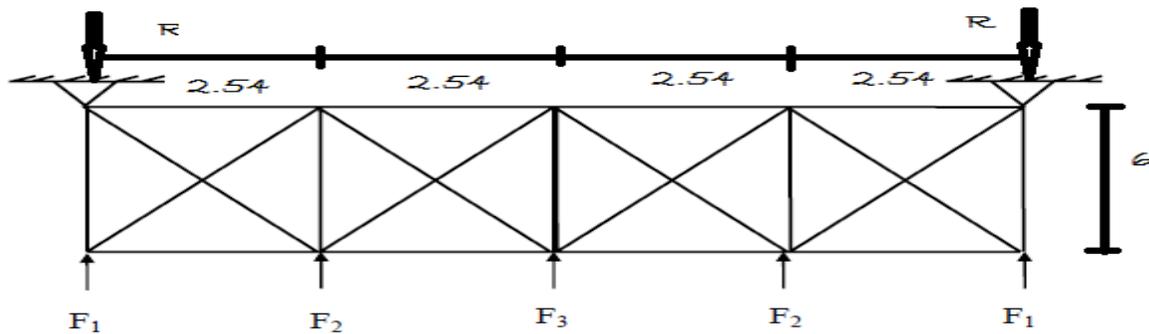


Figure 28 : contreventement de la toiture

$$F1 = \left(Ve \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{Fe}{8} \quad \text{Avec } h1=5m$$

$$F2 = \left(Ve \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4} \quad \text{Avec } h2= 5.45 m$$

$$F2 = \left(Ve \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4} \quad \text{Avec } h3=5.898m$$

Et $Fe = Cr \times q \times S$ Dans notre cas $Fe = 97.04 \text{ Kg}$

Et soit Vn l'action du vent le toiture $Vn = - 59.44 \text{ daN/ m}$ et $Ve = -104.02 \text{ daN/m}$

D'où $F1 = 342.39 \text{ Kg}$

$F2 = 744.23 \text{ Kg}$

$F3 = 803.42 \text{ Kg}$

Par la méthode des coupures (figure 29), on établit que l'effort Fd dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$Fd \cdot \cos \alpha + F_1 = R$$

Avec

$$R = \frac{2 \times F_1 + 2 \times F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 342.39 + 2 \times 744.23 + 803.42}{2} = 1488.33 \text{ Kg}$$

D'où $Fd = \frac{R - F_1}{\cos \alpha}$ avec $\tan \alpha = \frac{2.54}{6} = 0.42 \rightarrow \rightarrow$

$$\alpha = 22.94^\circ$$

$$Fd = 1244.35 \text{ Kg}$$

Nous avons : $A = \frac{Fd}{\sigma_e} = \frac{1244.35}{2400} = 0.52 \text{ cm}^2$

D'après le tableau de référence , nous avons :

Une cornière isolée de L 20×20×3 avec boulon de 10 mm et trous de 11 mm convient :

$$\text{Section nette : } A_n = 1.11 - 0.3 \times 1.1 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{Fd}{A_n} = \frac{1244.35}{0.78} = 159.5 \text{ Mp} < \sigma_e$$

Condition **vérifiée**.

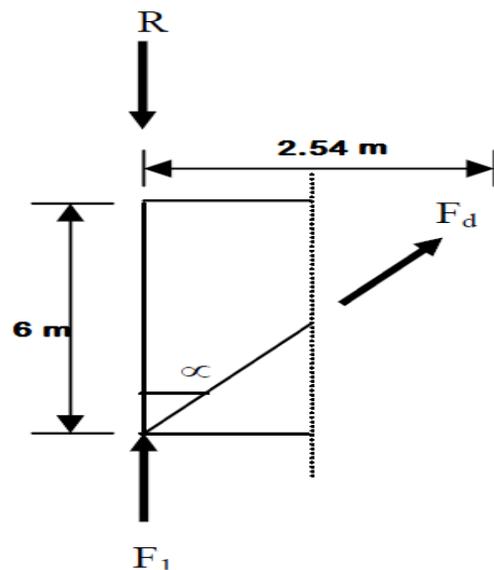


Figure 29 : Calcul de Fd par la méthode de coupure

5.2.2 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales (figure 30), et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. La formule de vérification est la suivante :

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

} Règles CM 66 et additif 80 : règles de calcul des constructions en acier

➤ Vérification de la panne intermédiaire :

Les pannes sont de profil IPE 140

$$W_x = 77.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad I_x = 5.41 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_y = 12.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad I_y = 0.449 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$A = 1640 \text{ mm}^2$$



Tableaux des profils

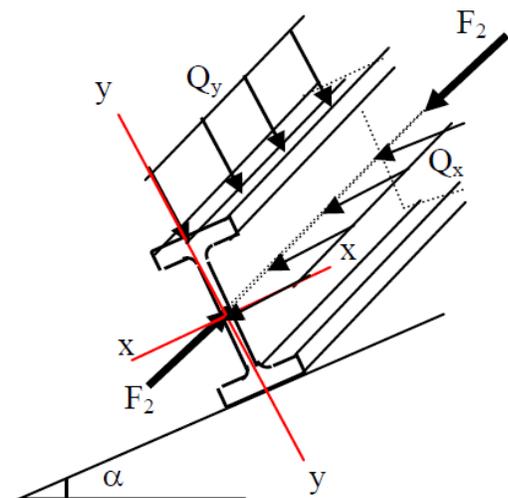


Figure 30 : charges appliquées à la panne intermédiaire

$$F_2 = 744.23 \text{ kg}$$

$$M_x = 7.11 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_y = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = 91.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = 14.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{F_2}{A} = \frac{744.35 \times 10}{1640} = 4.53 \text{ MPa}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{5.41 \cdot 10^6}{1640}} = 57.43 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.449 \cdot 10^6}{1640}} = 16.55 \text{ mm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{6000}{57.43} = 104.5 \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{6000}{16.55} = 362.54$$

$$\lambda_{\max} = 362.54 \quad \text{et} \quad \sigma_k = 15.77 \text{ MPa} \rightarrow \rightarrow k = 20.02$$

$$\text{D'où} \quad \frac{9}{8} \times (k\sigma + \sigma_f x + \sigma_f y) = 129.7 \text{ MPa} < \sigma_e \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la panne sablière :**

Les pannes sablières qui sont des pannes de rives travaillent simultanément à la flexion déviée (figure 31) sous l'action des charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

• **Compression :**

$$N = R - F_1 = 1455.35 - 342.39 = 1112.96 \text{ kg}$$

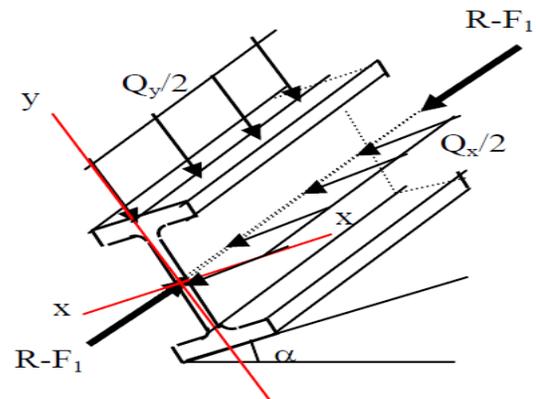


Figure 31 : charges appliquées à la panne sablière

$$\sigma = \frac{N}{A} = 6.987 \text{ MPa}$$

- Flexion déviée:

$$\sigma_{fx} = \frac{Mx/2}{W_x} = 45.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{fy} = \frac{My/2}{W_y} = 7.32 \text{ MPa}$$

Donc $\frac{9}{8} \times (k\sigma + \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = 191.15 \text{ MPa} < \sigma_e$ Condition **vérifiée**

5.2.3 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 32).

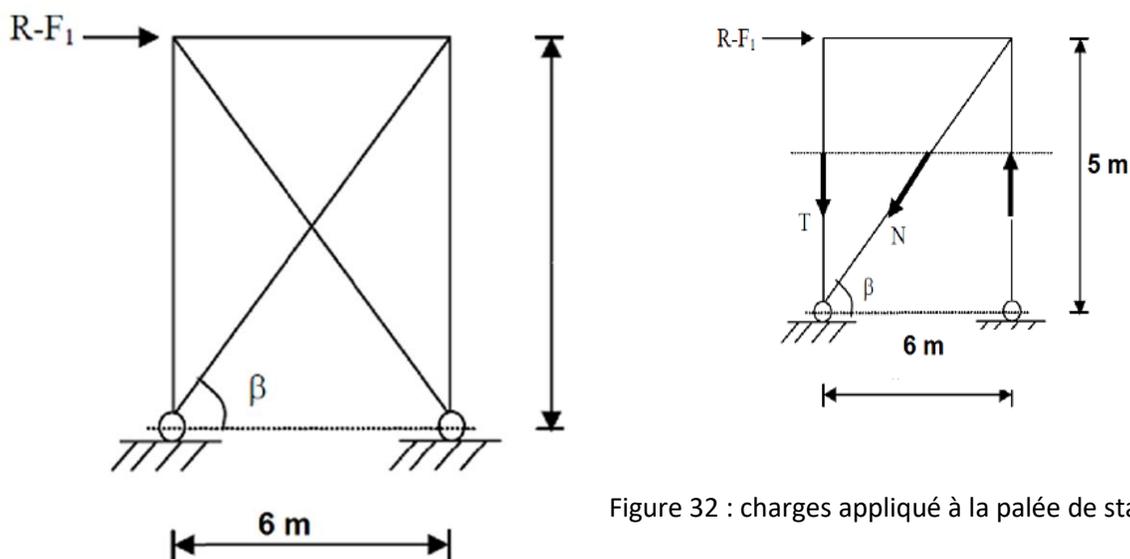


Figure 32 : charges appliquées à la palée de stabilité

$$A = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{1491.56}{2400} = 0.62 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de référence , nous avons :

Une cornière isolée de L 20×20×3 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient :

$$\text{Section nette : } A_n = 1.11 - 0.3 \times 1.3 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{1491.56}{0.72} = 207.161 \text{ Mp} < \sigma_e$$

Condition **vérifiée**.

6 Dimensionnement des poteaux :

L (travée) = 10 m ; espacement portiques = 6m ; H = 5 m

Poteau articulé en pied et encastré en tête.

6.1 Calcul des charges et surcharges :

✓ Les charges permanentes :

- Couvertures et accessoires de pose : 17 Kg/m
- Pannes (IPE 140) : 6.4 Kg/m
- Traverses (IPE 330) : 4.81 Kg/m

$$\text{Poids total : } G = (17 + 6.4 + 4.81) \times 6 = 169.26 \text{ Kg/m}$$

✓ Les surcharges climatiques :

- Effet de la neige :

La neige normale : $N_n = 35 \times 6 = 210 \text{ Kg/m}$

La neige extrême : $N_e = (5/3) \times N_n = 350 \text{ Kg/m}$

- Effet du vent :

On tiendra en considération l'effet du vent qu'en flexion sous le vent horizontal, puisque le vent vertical de soulèvement appliqué sur la toiture travaillera dans le sens favorable de la stabilité, donc on va le négliger au niveau de la vérification du flambement et de la flexion puisqu'on cherche le cas le plus défavorable.

Le vent normal : $V_n = 49.54 \times 6 = 297.24 \text{ Kg/m}$

Le vent extrême : $V_e = 1.75 V_n = 520.17 \text{ Kg/m}$

6.2 Dimensionnement :

- Calcul des moments en tête du poteau :

Le moment à l'encastrement poteau-traverse vaut :

$$M = \frac{Q \times L^2}{4 \times (2K+3)} \quad \text{Avec : } K = \frac{H}{L} = \frac{5}{10} = 0.5$$

- Le moment dû au poids : $M_G = \frac{G \times L^2}{4 \times (2K+3)} = \frac{169.26 \times 10^2}{4 \times (2 \times 0.5 + 3)} = 1057.88 \text{ Kg.m}$

- Le moment dû à la neige normale : $M_{N_n} = \frac{N_n \times L^2}{4 \times (2K+3)} = \frac{210 \times 10^2}{4 \times (2 \times 0.5 + 3)} = 1312.5 \text{ Kg.m}$

- Le moment dû au vent normal : $M_{Vn} = V_n \times H \times \frac{H}{2} = 297.24 \times \frac{25}{2} = 3715.5 \text{ Kg.m}$
- Le moment dû au pont roulant (effet de freinage) : $M_p = \frac{1}{10} \times P \times 1.3 = 1300 \text{ Kg.m}$

Avec : La charge du pont roulant : $P = 10 \text{ tonnes}$

La distance entre le pont roulant et la tête du poteau : 1.3 m donné par le catalogue pour une capacité de 10 tonnes.

- **Calcul des efforts de compression :**

- Le poids propre : $N_G = G \times \frac{L}{2} = 169.26 \times \frac{10}{2} = 846.3 \text{ Kg}$
- La neige normale : $N_{Nn} = N_n \times \frac{L}{2} = 1312.5 \times \frac{10}{2} = 6562.5 \text{ Kg}$
- Le pont roulant : (effort transféré par le galet) : $N_p = P/7 = 1430 \text{ Kg}$

- **Les combinaisons :**

- Détermination de l'effort de compression le plus défavorable :

- Combinaison 1 : $(G+Ne+P)$

Dans ce cas : $N = 846.3 + (6562.5 \times 1.67) + 1430 = 13235.68 \text{ Kg}$

- Combinaison 2 : $(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}(Nn + P))$

Dans ce cas : $N = \frac{4}{3}846.3 + \frac{3}{2}(6562.5 + 1430) = 13141.15 \text{ Kg}$

La première combinaison donne l'effort de compression le plus défavorable

$$N = 13235.68 \text{ daN}$$

- Détermination du moment de renversement le plus défavorable en tête du poteau :

- Combinaison 1 : (G+Ne+P)

$$M_f = 1057.88 + \frac{5}{3} 1312.5 + 1300 = 4545.38 \text{ daN.m}$$

- Combinaison 2 : $(\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} (N_n + P))$

$$M_f = \frac{4}{3} 1057.88 + \frac{3}{2} (1312.5 + 1300) = 5329.26 \text{ daN.m}$$

- Combinaison 3 : (G-We+P)

$$M_f = 1057.88 + (1.75 \times 3715.5) + 1300 = 8860 \text{ daN.m}$$

La troisième combinaison donne le moment de renversement en tête le plus défavorable :

$$M_f = 8860 \text{ daN.m}$$

Pour la détermination du profilé, on procédera par tâtonnement au niveau de la vérification au flambement pour les profilés HEA, ensuite on vérifiera le profilé obtenu au déversement.

6.3 Calcul au flambement :

Le poteau est articulé/encasté donc la longueur de flambement est $L_f = 0.7L = 0.7 \times 5 = 3.5 \text{ m}$.

La condition à vérifier est : $K_1 \sigma + K_f \sigma_f < \sigma_e$

- Pour HEA 200 :

On a : $i = 82.8 \times 10^{-3} \text{ m}$ i : rayon de giration

Donc l'élanement : $\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{3.5}{82.8 \times 10^{-3}} = 42.27$ λ : l'élanement

$$\sigma_k = \frac{E\pi^2}{\lambda^2} = \frac{210000 \times \pi^2}{42.27^2} = 1156 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{132356.8}{5380} = 24.6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{1156}{24.6} = 47$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = 1.007$$

$$K_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1.3} = 1.034$$

$$\sigma_f = \frac{Mf}{W_x} = \frac{88600}{389} = 227.76 \text{ MPa}$$

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f = 260.27 \text{ MPa} > 235 \text{ MPa}$$

La condition est non vérifiée, donc il faudra augmenter la section du profilé.

- Pour HEA 220 :

$$\text{On a : } i = 91.7 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Donc l'élanement : $\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{3.5}{91.7 \times 10^{-3}} = 38.17$

$$\sigma_k = \frac{E\pi^2}{\lambda^2} = \frac{210000 \times \pi^2}{38.17^2} = 1422.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{132356.8}{6430} = 20.58 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{1422.57}{20.58} = 69.12$$

$$K_1 = \frac{\mu-1}{\mu-1.3} = 1.0044$$

$$K_f = \frac{\mu+\alpha}{\mu-1.3} = 1.023$$

$$\sigma_f = \frac{M_f}{W_x} = \frac{88600}{515} = 172.04 \text{ MPa}$$

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f = 196.67 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée pour **HEA 220**

7 Dimensionnement des assemblages :

7.1 Assemblage Poteau – Traverse :

Les sollicitations appliquées sur cet assemblage sont :

- Q= 132,68 KN
- M= 88,60 KN.m

Pour une poutre IPE360 on a :

$$b=170\text{mm}$$

$$e_a=8\text{mm}$$

$$e_s=12.7\text{mm}$$

$$h=360\text{mm}$$

$$h'=347\text{mm}$$

$$A=72.7\text{cm}^2.$$

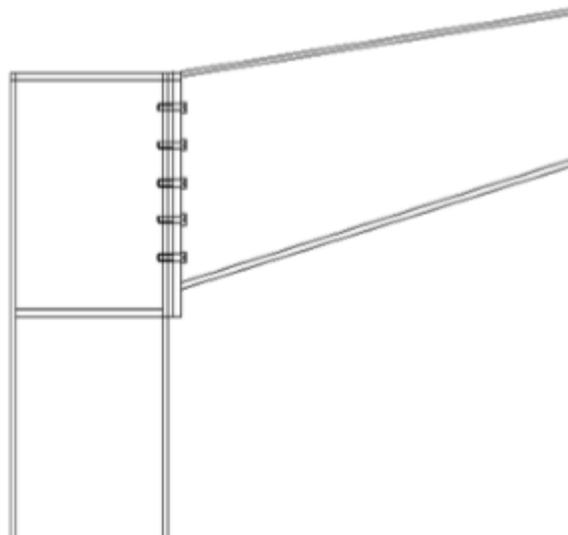
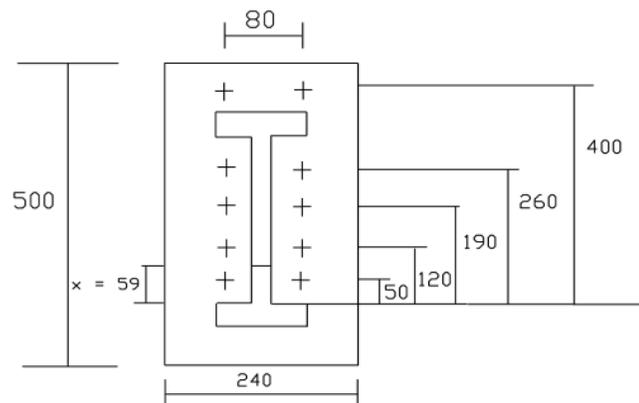


Figure 33 : dessin d'assemblage

Soit :

- Le coefficient de frottement : $\mu = 0.3$
- Une épaisseur de platine : $e = 10 \text{ m}$
- Un assemblage de dix boulons HR disposé comme suit :



La zone tendue est définie par : $x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 59 \text{ mm}$

Donc, on a les 8 boulons supérieurs tendus avec :

-d1=400mm

-d2=260mm

-d3=190mm

-d4=120mm

$$\text{Alors } \sum d_i^2 = 2781 \text{ cm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{2 \times \sum d_i^2}$$

$$N_1 = 63,72 \text{ kN}$$

Il faut que : $N_1 \leq P_v = 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$;

- Pour les boulons HR10.9 :

$$N_1 \leq 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$$

$$\text{Alors } A_s \geq \frac{N_1}{0,8 \cdot \sigma_{eb}} = \frac{63,72 \times 10^3}{0,8 \times 900} = 88,5 \text{ mm}^2$$

Donc on prend un diamètre $\varnothing = 14 \text{ m}$

- Pour des boulons HR8.8:

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,8 \cdot \sigma_{eb}} = \frac{63,72 \times 10^3}{0,8 \times 640} = 124,45 \text{ mm}^2$$

Donc on prend un diamètre $\varnothing = 16 \text{ mm}$

Vérification de l'assemblage sous Q :

L'effort tranchant sollicitant un boulon vaut : $Q1=Q/n= 132,68/10 = 13,27 \text{ KN}$

Il faut vérifier que : $Q1 \leq 1.1 * Pv * \mu$

- Boulons HR10.9, diamètre 14 mm :

$$Pv = 0.8 * 115 * 90 = 8280 \text{ daN.}$$

$$Q1 = 1327 \text{ daN} \leq 1.1 * Pv * \mu$$

$$1327 \leq 1.1 * 8280 * 0.3$$

$$1327 \leq 2732,4$$

Donc résultat **vérifié**

- Boulons HR 8.8, diamètre 16mm:

$$Pv = 0.8 * 157 * 64 = 8038,4 \text{ daN}$$

$$Q1 = 1327 \text{ daN} \leq 1.1 * 8038,4 * 0.3$$

$$1327 \text{ daN} \leq 2652,67 \text{ daN}$$

Donc résultat **vérifié**

Vérification de la pression diamétrale :

- Pour HR10.9 :

$$Q1/(d*e) = (13,27*100)/(15*10) = 8,85 \text{ daN/mm}^2$$

$$4*\sigma_e = 4*24 = 96 \text{ daN/mm}^2$$

Alors $Q1/(d*e) \leq 4*6e$ **vérifié**

➤ Pour HR8.8:

$$Q1/(d*e) = (13,27*100)/(16*10) = 7,81 \text{ daN/mm}^2 \leq 4*6e$$

Donc **verifié**

7.2 Assemblage au faitage :

Généralement les assemblages de faitage (figure 34) sont dimensionner que pour le moment de reversement car l'impact dû au cisaillement est minime par rapport à la flexion dans ce cas (ils sont vérifié au cisaillement dès qu'ils vérifient la flexion).

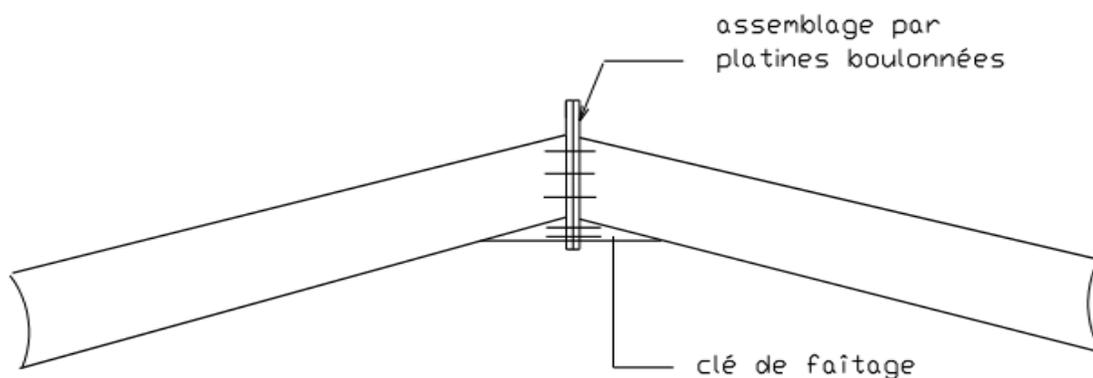


Figure 34 : dessin d'assemblage



on a :

$$M_C = 3478.32 \text{ daN.m}$$

Pour une poutre IPE360 on a :

$$b = 170 \text{ mm}$$

$$e_a = 8 \text{ mm}$$

$$e_s = 12.7 \text{ mm}$$

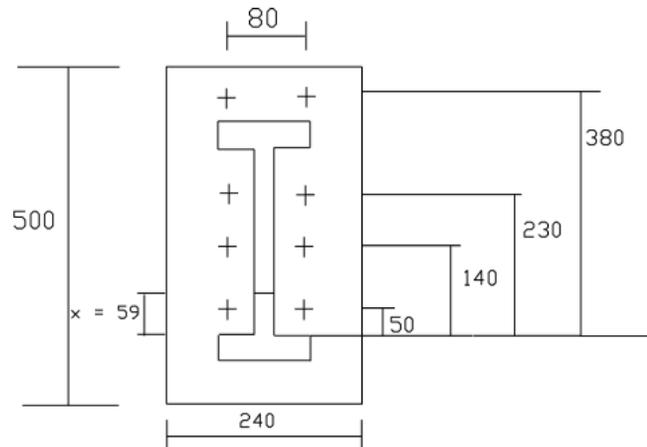
$$h = 360 \text{ mm}$$

$$h' = 347 \text{ mm}$$

$$A = 72.7 \text{ cm}^2.$$

Soit :

- Le coefficient de frottement : $\mu = 0.3$
- Une épaisseur de platine : $e = 10 \text{ mm}$
- Un assemblage de huit boulons HR disposé comme suit :



La zone tendue est définie par : $x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 59 \text{ mm}$

Donc, on a les six boulons supérieurs tendus avec :

-d1=380mm

-d2=230mm

-d3=140mm

Alors 2169 cm^2

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{2 \times \sum d_i^2}$$

$$N_1 = 30,47 \text{ kN}$$

Il faut que : $N_1 \leq P_v = 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$;

- Pour les boulons HR10.9 :

$$N_1 \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$$

$$\text{Alors } A_s \geq \frac{N_1}{0.8 \cdot \sigma_{eb}} = \frac{30,47 \times 10^3}{0.8 \times 900} = 42,31 \text{ mm}^2$$

Donc on prend un diamètre $\varnothing = 14 \text{ mm}$

- Pour des boulons HR8.8:

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.8 \cdot \sigma_{eb}} = \frac{30,47 \times 10^3}{0.8 \times 640} = 59,51 \text{ mm}^2$$

Donc on prend un diamètre $\varnothing = 14 \text{ mm}$

7.3 Ancrage du poteau :

Pour le profilé HEA 220, l'effort de compression est $N = 13235.68 \text{ daN}$ et l'effort de soulèvement est de :

$$V = G - We = 169.26 \times (10/2) - 59.44 \times 6 \times (10/2) \times 1.75 = -2275 \text{ daN}$$

Le béton est dose à 350 Kg/m^3 de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

On prend un ($u = 60 \text{ mm}$) Alors : $a = 330 \text{ mm}$ et $b = 340 \text{ mm}$

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\frac{N}{ab} = \frac{13235.68}{34 \times 33} = 11.8 \text{ daN/cm}^2 \leq 80 \text{ daN/cm}^2$$

Donc le béton résistera à l'effort de compression.

- Épaisseur de la platine :

Cette épaisseur est déterminée de telle manière qu'il n'y ait pas de pliage de la platine par l'effort de compression appliqué. Soit t cette épaisseur :

$$\text{Alors : } t \geq u \cdot \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = u \cdot \sqrt{\frac{3N}{ab\sigma_e}} = 60 \cdot \sqrt{\frac{3 \times 132356.8}{330 \times 340 \times 235}} = 7.37 \text{ mm}$$

On adopte une épaisseur de **8 mm**.

- Diamètre des goujons :

Le poteau est articulé en pies, donc on n'utilisera que deux goujons de part et d'autre du poteau, alors l'effort de soulèvement à considérer sera égal à :

$$N_a = \frac{V}{2} = \frac{2275}{2} = 1137.5 \text{ daN}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7gc}{1000}\right) \frac{\emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4 r + 3.5 l_2)$$

Après développement du calcul, on trouvera $\emptyset \geq 8.9 \text{ mm}$

Selon la disponibilité des diamètres des boulons, on adoptera un diamètre de **10mm**.

Conclusion générale

Dans ce qui a précédé l'étude et la conception d'un hangar en charpente métallique qui ont été réalisées.

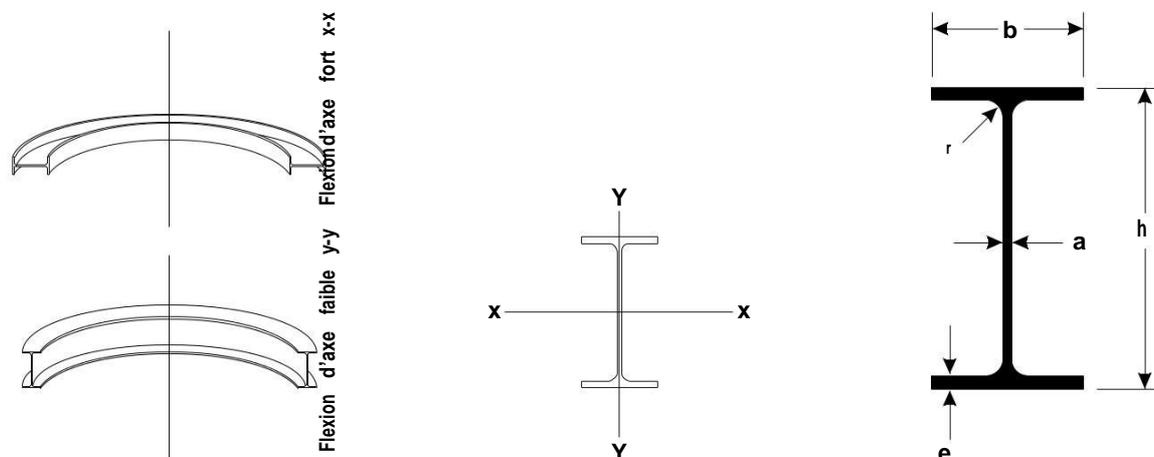
Ce travail nous a été bénéfique du point de vue assimilation et application des différents cours de conception et de résistance des matériaux que nous avons fait durant notre formation supérieure. A travers ce projet de fin d'études, il nous a permis de passer en revue toutes les phases de conception et de calcul d'une structure métallique.

Ce projet de fin d'études est un travail personnel dans lequel j'ai confronté à une situation professionnelle concrète qui consiste de concevoir une charpente métallique et de calculer les éléments constituant la charpente : pannes, traverse, poteaux lisses de bardages..., en respectant les règles de construction métalliques CM66 et additif 80.

Ce projet de fin d'études m'a permis d'approfondir mes connaissances en analyse et en calcul de structure à la fois pour les calculs nécessitant des logiciels mais surtout pour des vérifications et dimensionnements manuels.

D'un autre point de vue, ce travail a été très bénéfique pour l'entreprise car il va permettre à ses ingénieurs de bureau d'étude d'utiliser une démarche manuelle de vérification. Les résultats obtenus par les logiciels de calcul numérique.

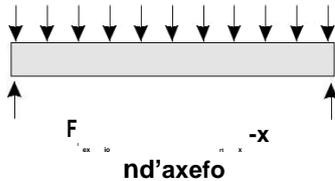
Annexe 1 : caractéristiques du profil IPE



EURONORM 19-57		DIN 1025														
IPE	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)					V (m ³ /m)	F (cm ²)	I _{x-x} (cm ⁴)	W _{x-x} (cm ³)	i _{x-x} (cm)	I _{y-y} (cm ⁴)	W _{y-y} (cm ³)	i _{y-y} (cm)		
		h	b	a	e	r										
80	6,2	80	46	3,8	5,2	5	0,328	7,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05		
100	8,3	100	55	4,1	5,7	7	0,400	10,3	171,0	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24		
120	10,6	120	64	4,4	6,3	7	0,475	13,2	318,0	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45		
140	13,2	140	73	4,7	6,9	7	0,551	16,4	541,0	77,3	5,74	44,9	12,30	1,65		
160	16,1	160	82	5,0	7,4	9	0,623	20,1	869,0	109,0	6,58	68,3	16,70	1,84		
180	19,2	180	91	5,3	8,0	9	0,698	23,9	1317,0	146,0	7,42	101,0	22,20	2,05		
200	22,9	200	100	5,6	8,5	12	0,768	28,5	1943,0	194,0	8,26	142,0	28,50	2,24		
220	26,7	220	110	5,9	9,2	12	0,848	33,4	2772,0	252,0	9,11	205,0	37,30	2,48		
240	31,3	240	120	6,2	9,8	15	0,922	39,1	3892,0	324,0	9,97	284,0	47,30	2,69		
270	36,8	270	135	6,6	10,2	15	1,041	45,9	5790,0	429,0	11,20	420,0	62,20	3,02		
300	43,1	300	150	7,1	10,7	15	1,160	53,8	8356,0	557,0	12,50	604,0	80,50	3,35		
330	50,1	330	160	7,5	11,5	18	1,250	62,6	11770,0	713,0	13,70	788,0	98,50	3,55		
360	58,2	360	170	8,0	12,7	18	1,350	72,7	16270,0	904,0	15,00	1043,0	123,00	3,79		
400	67,6	400	180	8,6	13,5	21	1,470	84,5	23130,0	1160,0	16,50	1318,0	146,00	3,95		
450	79,1	450	190	9,4	14,6	21	1,610	98,8	33740,0	1500,0	18,50	1676,0	176,00	4,12		
500	92,5	500	200	10,2	16,0	21	1,740	116,0	48200,0	1930,0	20,40	2142,0	214,00	4,31		
550	108,1	550	210	11,1	17,2	24	1,880	134,0	67120,0	2440,0	22,30	2668,0	254,00	4,45		
600	124,4	600	220	12,0	19,0	24	2,010	156,0	92080,0	3070,0	24,30	3387,0	308,00	4,66		



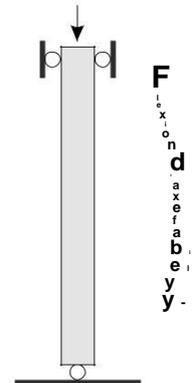
1



LEX QUE

- V : Surface à peindre / m de long.
= $4(b-2r)+2(h-a)+2r$
- F : Aire de la section
= $2be+(h-2e)a+(4r)r^2$
- I: Moment d'inertie
 $x-x = 1/12(bh^3-(b-a)(h-2e)^3)+0,03r^4$
 $+0,2146r^2(h-2e-0,4468r)^2$
- $ly-y = 1/12(2eb^3+(h-2e)a^3)+0,03r^4$
 $+0,2146r^2(a+0,4468r)^2$
- W : Moment de résistance $Wx-x = I/(h/2)$
- $Wy-y = I/(b/2)$
- i : Rayon d'inertie
= (I/F)
- x-x : axe fort
- y-y : axe faible

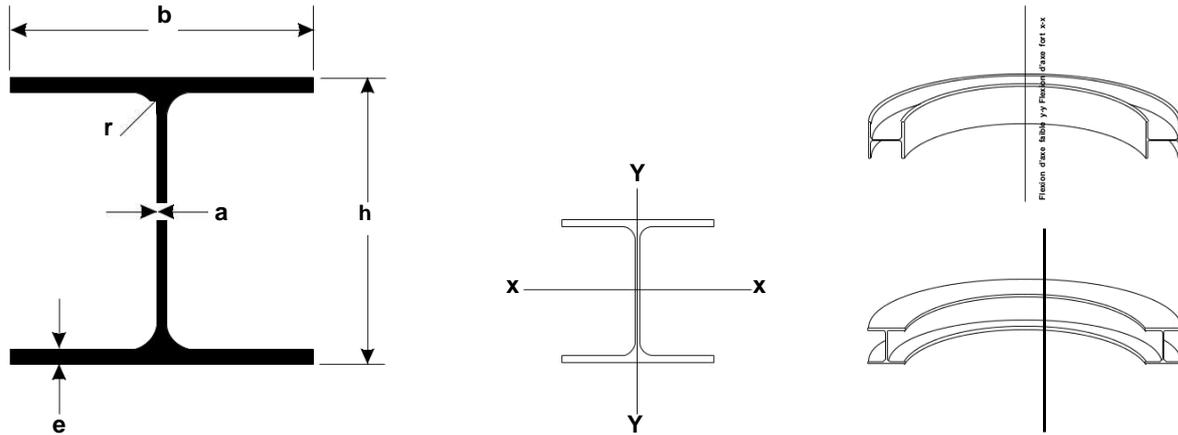
CHARGE MAXIMALE ADMISSIBLE (KG) uniformément répartie et compte tenu du poids propre												
•Poutrelle avec appui simple aux extrémités												
•Contrainte maximale du matériau = 12 kN/cm ²												
IPE	Poids (Kg/m)	L= Travée (m)										
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
80	6,2	948	622	456								
100	8,3	1625		788	617							
120	10,6	2523	1665	1230	966	786						
140	13,2	3684	2434		1419	1159	969					
160	16,1	5200	3441	2553	2014	1649	1385	1182				
180	19,2	6970	4616	3429	2709	2223	1870	1602	1388			
200	22,9	9267	6141	4566	3613	2970	2503	2149	1867	1638		
220	26,7	12000	7990	5940	4710	3880	3270	2810	2450	2160	1910	1700
240	31,3	15490	10276	7653	6037	5000	4228	3642	3180	2803	2490	2224
270	36,8	20520	13620	10150	8056	6648	5630	4860	4250	3757	3347	3000
300	43,1	26652	17697	13200	10484	8660	7344	6346	5562	4925	4397	3950
330	50,1	34126	22670	16915	13444	11114	9435	8163	7163	6354	5682	5115
360	58,2	43278	28757	21468	17071	14121	11997	10391	9129	8107	7261	6547
400	67,6	55547	36921	27575	21940	18162	15444	13390	11777	10474	9364	8484
450	79,1	71800	47800	35700	28400	23500	20000	17400	15300	13600	12200	11100
500	92,5	92500	61500	46000	36600	30300	25800	22400	19800	17600	15800	14400
550	108,1	117000	77800	58100	46300	38400	32700	28400	25100	22400	20100	18200
600	124,4	147000	97900	73200	58300	48400	41200	35900	31600	28800	25700	23100



CHARGE MAXIMALE ADMISSIBLE (TONNES)- COLONNE												
<ul style="list-style-type: none"> • Poutrelle placée debout et guidée aux deux extrémités • Charge placée dans l'axe du profil 												
IPE	Poids (Kg/m)	Hauteur (m)										
		2	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	5
80	6,2											
100	8,3	3,7										
120	10,6	6,2	4,2									
140	13,2	9,5	6,6	5,6								
160	16,1	13,5	8,3	6,8	5,8							
180	19,2	18,5	12,2	10,2	8,6	7,3	6,3					
200	22,9	24,4	17,4	14,4	12,2	10,4	9,0	7,7				
220	26,7	31,5	23,9	20,2	17,0	14,5	12,5	10,0	9,5	8,4		
240	31,3	39,3	32,2	28,1	23,9	20,5	17,5	15,3	13,5	12,0	10,6	
270	36,8	49,7	42,6	38,8	34,9	30,2	26,2	22,5	19,9	17,7	15,8	12,7
300	43,1	61,4	54,5	50,6	46,0	42,0	37,4	32,8	28,6	25,6	22,6	18,3
330	50,1	73,2	65,4	61,0	56,6	52,2	47,8	43,8	40,1	36,7	33,6	28,5
360	58,2	87,0	78,9	74,4	69,6	64,8	59,9	55,3	50,9	46,9	43,2	36,7
400	67,6	102,5	93,7	88,8	83,7	78,2	72,8	67,5	62,5	57,7	53,3	45,5
450	79,1	121,4	111,8	106,5	100,8	94,9	88,9	82,7	76,8	71,4	66,1	56,8
500	92,5	144,3	133,9	128,2	121,9	115,4	108,6	101,9	95,2	88,6	82,5	71,2
550	108,1	168,0	156,8	150,5	143,5	136,5	129,1	121,3	113,7	106,5	99,3	86,2
600	124,4	197,8	185,6	178,8	171,5	163,8	155,6	147,2	138,8	130,4	122,2	107,0



Annexe 2 : caractéristiques du profil HEA

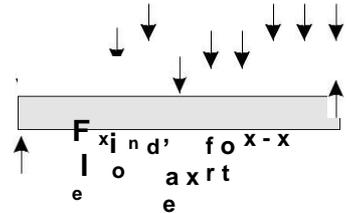


EURONORM 53 -62		DIN 1025												
HEA	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)					V	F	I _{x-x}	W _{x-x}	i _{x-x}	I _{y-y}	W _{y-y}	i _{y-y}
		h	b	a	e	r	(m ² /m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)
100	17,1	96	100	5,0	8,0	12	0,561	21,2	349	73	4,06	134	27	2,51
120	20,3	114	120	5,0	8,0	12	0,677	25,3	606	106	4,89	231	38	3,02
140	25,2	133	140	5,5	8,5	12	0,794	31,4	1033	155	5,73	389	56	3,52
160	31,0	152	160	6,0	9,0	15	0,906	38,8	1673	220	6,57	616	77	3,98
180	36,2	171	180	6,0	9,5	15	1,020	45,3	2510	294	7,45	925	103	4,52
200	43,2	190	200	6,5	10,0	18	1,140	53,8	3692	389	8,28	1336	134	4,98
220	51,5	210	220	7,0	11,0	18	1,260	64,3	5410	515	9,17	1955	178	5,51
240	61,5	230	240	7,5	12,0	21	1,370	76,8	7763	675	10,10	2769	231	6,00
260	69,5	250	260	7,5	12,5	24	1,480	86,8	10455	836	11,00	3668	282	6,50
280	77,9	270	280	8,0	13,0	24	1,600	97,3	13673	1010	11,90	4763	340	7,00
300	90,0	290	300	8,5	14,0	27	1,720	113,0	18263	1260	12,70	6310	421	7,49
320	99,5	310	300	9,0	15,5	27	1,760	124,0	22929	1480	13,60	6985	466	7,49
340	107,1	330	300	9,5	16,5	27	1,790	133,0	27693	1680	14,40	7436	496	7,46
360	114,2	350	300	10,0	17,5	27	1,830	143,0	33090	1890	15,20	7887	526	7,43
400	127,4	390	300	11,0	19,0	27	1,910	159,0	45069	2310	16,80	8564	571	7,34
450	142,7	440	300	11,5	21,0	27	2,010	178,0	63722	2900	18,90	9465	631	7,29
500	158,0	490	300	12,0	23,0	27	2,110	198,0	86975	3550	21,00	10367	691	7,24
550	169,2	540	300	12,5	24,0	27	2,210	212,0	111932	4150	23,00	10819	721	7,15
600	181,4	590	300	13,0	25,0	27	2,310	226,0	141208	4790	25,00	11271	751	7,05
650	193,7	640	300	13,5	26,0	27	2,410	242,0	175178	5470	26,90	11724	782	6,97
700	207,9	690	300	14,5	27,0	27	2,500	260,0	215301	6240	28,80	12179	812	6,84
800	228,3	790	300	15,0	28,0	30	2,700	286,0	303442	7680	32,60	12639	843	6,65
900	256,9	890	300	16,0	30,0	30	2,900	321,0	422075	9480	36,30	13547	903	6,50
1000	277,2	990	300	16,5	31,0	30	3,100	347,0	553846	11190	40,00	14004	934	6,35

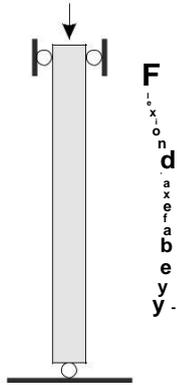
■ Egalement disponible en grenailé prépeint

LEXIQUE

V : Surface à peindre / m de long.
 $= 4(b-2r)+2(h-a)+2r$
 F : Aire de la section
 $= 2be+(h-2e)a+(4 \cdot r)^2$
 I : Moment d'inertie
 $x-x = 1/12(bh^3-(b-a)(h-2e)^3)+0,03r^4$
 $+0,2146r^2(h-2e-0,4468r)^2$
 $ly-y = 1/12(2eb^3+(h-2e)a^3)+0,03r^4$
 $+0,2146r^2(a+0,4468r)^2$
 W : Moment de résistance
 $Wx-x = I/(h/2)$
 $Wy-y = I/(b/2)$
 i : Rayon d'inertie
 $= (I/F)$
 x-x : axe fort
 y-y : axe faible



CHARGE MAXIMALE ADMISSIBLE (KG) uniformément répartie et compte tenu du poids propre														
•Poutrelle avec appui simple aux extrémités														
•Contrainte maximale du matériau = 12 kN/cm ²														
HEA	Poids (Kg/m)	L= = Travée (m)												
		2	2,5	3	3,5	4	5	6	7	8	9	10	11	12
100	17,1	3470	2761	2285	1943									
120	20,3	5048	4020	3332	2837									
140	25,2	7390	5890			3621	2852							
160	31,0	10499	8372	6948			4072							
180	36,2	14041	11200	9301	7939	6044	5467	4491						
200	43,2	18587	14831	12321	10521	9166	7257	5970	5038					
220	51,5	24619	19649	16328	13948	12158	9635	7937	6709					
240	61,5	32279	25769	21419	18303	15958	12658	10438	8835	7617				
260	69,5		31931	26547	22691	19791	15710	12966	10988	9486				
280	77,9		38593	32090	27435	23934	19010	15701	13316	11508	10086			
300	90,0			40055	34250	29886	23750	19630	16661	14413	12645			
320	99,5			47067	40252	35129	27928	23094	19613	16979	14907	13232		
340	107,1			53445	45665	39900	31731	26250	22281	19320	16963	15078	13461	11280
360	114,2			60144	51394	44912	35728	29568	25109	21784	19139	17024	15211	13776
400	127,4					54939	43727	36210	30772	26720	23499	20926	18722	16980
450	142,7					69040	54980	45560	38750	33680	29654	26440	23690	21520
500	158,0					84580	67385	55870	47550	41360	36448	32530	29180	26540
550	169,2					98936	78850	65404	55693	48472	42745	38180	34279	31208
600	181,4						91078	75572	64377	56056	49459	44204	39715	36184
650	193,7						104074	86380	73609	64120	56600	50612	45499	41480
700	207,9						118788	98616	84060	73248	64682	57864	52048	47472
800	228,3							121536	103648	90368	79852	71488	64352	58752
900	256,9								128123	111744	98788	88488	79704	72816
1000	277,2									132104	116837	104704	94361	86256



CHARGE MAXIMALE ADMISSIBLE (TONNES) – COLONNE

•Poutrelle placée debout et guidée aux deux extrémités

•Charge placée dans l'axe du profil

HEA	Poids (Kg/m)	Hauteur (m)													
		2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	9	10
100	17,1	10,7	7,4	5,4	4,1	3,3	2,6								
120	20,3	17,0	12,8	9,5	7,2	5,7	4,7	3,8	3,2						
140	25,2	24,9	20,2	15,9	12,2	9,7	7,9	6,4	5,4	4,6	4,0				
160	31,0	33,8	28,9	24,3	19,3	15,4	12,3	10,3	8,6	7,3	6,3	5,4	4,8		
180	36,2	42,7	37,7	32,8	27,9	22,9	18,6	15,4	12,9	11,0	9,5	8,3	7,3	5,8	
200	43,2	53,3	48,0	42,7	37,4	32,0	26,7	22,1	18,6	15,8	13,7	12,0	10,5	8,3	6,7
220	51,5	66,9	61,2	55,5	49,7	44,0	38,3	32,6	27,4	23,4	20,2	17,6	15,5	12,2	9,9
240	61,5	83,0	76,9	70,1	64,0	57,9	51,8	45,0	38,9	33,4	37,8	24,9	22,0	17,3	14,1
260	69,5	96,4	90,4	83,5	76,6	70,6	63,7	56,9	50,9	44,0	28,4	33,3	29,1	23,1	18,8
280	77,9	111,0	104,0	97,4	90,7	84,0	77,2	69,5	62,8	56,1	49,3	43,2	37,9	30,1	24,5
300	90,0	130,0	123,0	116,0	108,0	101,0	93,0	85,9	79,3	71,5	63,7	57,1	49,9	39,6	32,2
320	99,5	144,0	137,0	128,0	119,0	112,0	103,0	95,0	87,7	79,1	70,4	63,1	55,2	43,8	35,6
340	107,1	154,0	145,0	137,0	128,0	119,0	111,0	102,0	92,9	83,6	75,6	66,4	58,1	46,2	37,8
360	114,2	165,0	155,0	147,0	137,0	127,0	117,0	109,0	99,3	89,4	79,5	71,1	62,2	49,5	39,7
400	127,4	184,0	173,0	162,0	151,0	140,0	129,0	120,0	108,0	98,0	87,0	76,1	67,9	53,4	42,9
450	142,7	204,0	192,0	181,0	169,0	157,0	144,0	132,0	120,0	107,0	97,4	85,2	74,7	58,7	47,4
500	158,0	227,0	213,0	199,0	186,0	172,0	160,0	147,0	133,0	119,0	106,0	92,6	81,2	64,2	51,9
550	169,2	243,0	228,0	214,0	199,0	185,0	170,0	155,0	141,0	126,0	111,0	97,5	85,6	67,6	54,8
600	181,4	258,0	242,0	226,0	211,0	195,0	179,0	164,0	148,0	130,0	114,0	100,0	88,3	70,1	57,0
650	193,7	275,0	258,0	239,0	222,0	206,0	189,0	172,0	155,0	136,0	120,0	105,0	92,7	73,6	59,1
700	207,9	294,0	276,0	256,0	237,0	219,0	201,0	181,0	163,0	145,0	124,0	109,0	96,5	75,9	61,2
800	228,3	320,0	300,0	277,0	255,0	235,0	212,0	193,0	170,0	150,0	129,0	113,0	99,1	78,5	63,7
900	256,9	356,0	333,0	308,0	283,0	260,0	235,0	210,0	188,0	162,0	139,0	123,0	107,0	85,3	69,6
1000	277,2	382,0	354,0	330,0	302,0	275,0	248,0	220,0	193,0	166,0	142,0	126,0	110,0	87,3	70,3

Références

Bibliographie

- Documents interne à SOFAMIA
- Jean MOREL. 1995. Conception et calcul des structures métallique
- memotech-structure-metalliques-casteilla-2004
- Cour de résistance des matériaux

Webographie

<http://notech.franceserv.com/terminologie.html>

<https://fr.slideshare.net/Saamysaami/charpente-mtallique>

<https://forums.autodesk.com/t5/robot-structural-analysis/bd-p/2053>