Treillis de Warren et treillis spatial

Wissam Bou Chaaya

▶ **To cite this version:**

Wissam Bou Chaaya. Treillis de Warren et treillis spatial. Mécanique [physics.med-ph]. 2011. dumas-01200861

HAL Id: dumas-01200861

https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01200861

Submitted on 17 Sep 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Institut des Sciences Appliquées et Économiques - Université Libanaise
ISAE – Cnam Liban
Centre du Liban associé au
Conservatoire national des arts et métiers – Paris

Mémoire Présenté Pour L'obtention
Du Diplôme D'ingénieur
EICnam

Spécialité : Mécanique des structures

Treillis De WARREN et Treillis Spatial

Présenté par
BOU CHAAYA Wissam

Jury :
Dr. VENIZÉLOS Georges.
Dr. JABBOUR Tony.
Dr. ABDALLAH Nabil.
Ing. EL AALAM Joseph.

Juin-2011

REMERCIEMENT

Un remerciement tout d'abord pour toutes les personnes de l'ISAE qui par leur apports scientifique, conseils et patiences ont contribuées à ce rapport.

Je remercie Mr. Elias El HACHEM, directeur de l'ISAE de m'avoir accueilli dans le département de mécanique.

Au responsable générale du CNAM, Dr. Georges VENIZELOS.

Cet ouvrage n'avait pas eu lieu sans le support du Dr. Tony JABBOUR, chef du département de mécanique.

Je tiens à remercier Dr. Nabil ABDALLAH pour son aide qui m'a été offert pour achever ce mémoire.

Je remercie également Mr. Maurice ZAIDAN et Mr. Fady ZAIDAN, les directeurs généraux de l'entreprise « Zaidan s.a.l. », pour leur permis d'accès à des informations techniques spécifiées.

RESUMÉ

Le treillis spatial est un produit fournit par « Zaidan s.a.l. », qui est l'une des premières organisations basée au Liban. Depuis l'année 1962 et notre société présente et fournit aux constructeurs des coffrages, échafaud, maison préfabriquée, structure métallique.

Ce projet présente l'étude d'un treillis de Warren avec sa couverture en « sandwich panel » pour réaliser un préau de longueur 60m. largeur 15m., et à une hauteur de 5m. Ensuite un treillis spatial est estimé avec les mêmes dimensions, mais cette fois, la distance entre les colonnes a été doublée.

Plusieurs charges et combinaisons ont été pris en considérations pour réaliser cette étude; la charge dynamique, la charge d'exploitation et la charge dynamique du vent.

Couvrir un tel préau avec un treillis spatial coûte chers en le comparant avec le treillis plan de Warren, mais ses avantages sont présentés dans se qui suit.

ABSTRACT

Space deck is a product provided by "Zaidan sal ", which is one of the first organizations based in Lebanon. Since the year 1962 and our society provides for contractors, subcontractors, suppliers.... all kind of formwork & special formwork, scaffold, prefabricated houses & steel structures.

This project is the study of a Warren truss with a sandwich panel covering to conduct a 60m. length, 15m. width and a height of 5m. Later, a space frame will be estimated with the same dimensions, but this time, the distance between columns has been doubled.

Several loads and combinations were considered for this study, the dead load, the live load and the wind load.

Covering a space using space frame is too expensive than using a rafter made from a truss. But the advantages of a space frame are great and unique. We'll clarify them in the following.

TABLE DE FIGURES

Fig. #	Déscription
Fig. a	Crystal Palace à Londres, 1851, arch. J. Paxton, ing. Fox Henderson.
Fig. b	Hangar construit à partir d'éléments préfabriqués en béton armé pour l'aviation italienne, 1940, ing. P.L. Nervi.
Fig. c	Projet d'un hangar mobile pour l'aviation militaire des Etats-Unis, 1951, arch. K. Wachsmann.
Fig. I.1	la figure géométrique indéformable du treillis.
Fig. I.2	Les éléments du treillis.
Fig. I.3	Principe de construction du treillis.
Fig. I.4	Type d'assemblage des treillis.
Fig. I.5	La bonne condition du chargement du treillis.
Fig. I.6	Type de treillis, ferme de pont.
Fig. I.7	Type de treillis, ferme de toit.
Fig. I.8	Type de treillis, grues.
Fig. I.9	Système en treillis isostatique.
Fig. I.10	Système en treillis hyperstatique.
Fig. I.11	Système en treillis instable.
Fig. I.12	Inspection d'un treillis, déplacement d'une barre.
Fig. I.13	Force de tension dans une barre du treillis.
Fig. I.14	Force de compression dans une barre du treillis.
Fig. I.15	Treillis spatial à barre inclinée.
Fig. I.16-a	le système à nœuds sphériques.
Fig. I.16-b	le système à nœuds plats.
Fig. I.17-a	Le nœud "Mero".
Fig. I.17-b	Le nœud "Nodus joint". (The Nodus joint, reproduced with permission from Hiroyuki [1.12]).
Fig. I.17-c	Le nœud " Triodetic joint". (The Triodetic joint, reproduced with permission from Hiroyuki [1.13]).
Fig. I.17-d	Le nœud "Tuball node"(Tuball node with a threaded rod and coned props)
Fig. I.17-e	Le nœud "The Octatube system". (The Octatube system: (a) the components; (b) assembly patterns of the nodes. Reproduced with permission from Hiroyuki [1.13])
Fig. II.1	Le couvrant: "Sandwich Panel 50 mm." Deux couches d'acier nervurés 0,5 mm. , avec une couche intermédiaire du « Foam polyuréthane » de densité 40 kg/m3.

Fig. II.2	Crochets pour fixer la couverture sur la structure.
Fig. II.3	Types des pannes.
Fig. II.4	Tirant ou lierne (ou tirant) qui relier les pannes.
Fig. II.5	Coupe d'une ferme en treillis constituée de 4 cornières (inférieures et supérieures, reliées par une triangulation.
Fig. II.6	fermes en profilé en U ou en tube de section rectangulaire formant les membrures supérieures et inférieures.
Fig. II.7	Nœuds développée par "Zaidan s.a.l."
Fig. III.1	Coupe du treillis qui fait une pente de 2°. Et montrant la charge appliquée par le vent sur la couverture.
Fig. IV.1	Treillis symétriquement chargé sur tous ses nœuds par des charges P.
Fig. IV.2	Coupe au nœud A.
Fig. IV.3	Coupe au nœud B.
Fig. IV.4	Coupe au nœud C.
Fig. IV.5	Coupe au nœud D.
Fig. IV.6	Coupe au nœud E.
Fig. IV.7	Coupe au nœud F.
Fig. IV.8	Coupe au nœud G.
Fig. IV.9	Coupe au nœud H.
Fig. IV.10	Coupe au nœud I.
Fig. IV.11	Coupe au nœud J.
Fig. IV.12	Coupe au nœud K.
Fig. IV.13	Coupe au nœud L.
Fig. IV.14	Coupe au nœud M.
Fig. IV.15	Treillis chargé sur tous ses nœuds par des charges P, montrant la méthode des coupes.
Fig. IV.16	Explication de la méthode des nœuds après la coupe désirée.
Fig. IV.17	Vérification des efforts dans les barres 4,5, et 6.
Fig. IV.18	Vérification des efforts dans les barres 6,7, et 8.
Fig. IV.19	Vérification des efforts dans les barres 14,15, et 16.
Fig. IV.20	Vérification des efforts dans les barres 18,19, et 20.
Fig. IV.21	Vérification des efforts dans les barres 2,3, et 4.
Fig. IV.22	Vérification des efforts dans les barres 1 et 2.
Fig. IV.23	Vérification des efforts dans les barres 8,9, et 10.
Fig. IV.24	Vérification des efforts dans les barres 10,11, et 12.

Fig. IV.25	Vérification des efforts dans les barres 12,13 et 14.
Fig. IV.26	Vérification des efforts dans les barres 16, 17 et 18.
Fig. IV.27	Vérification des efforts dans les barres 4,5, et 6.
Fig. V.1	Figure descriptive d'une panne de la toiture, appuyée sur ses deux extrémités, avec une charge uniformément répartie.
Fig. V.2	Coupe d'une section d'une panne à section en C.
Fig. VI.1	Vue plan du projet entier avec quelques détail.
Fig. VI.2	Nœud développé par la société Zaidan s.a.l.
Fig. VI.3	Figure du catalogue Zaidan s.al. "Tripod load bearing capacity"
Fig. VI.4	Figure du catalogue Zaidan s.al. "Tripod load bearing capacity", (la partie supérieure du "Tripod" seulement).

TABLE DES TABLEAUX

Tableau #	Déscription
Tableau III.1	Tableau du coefficient du site Ks, correspondant à chaque site d'implantation (selon la région).
Tableau III.2	Diagramme de détermination de: δ est le coefficient de réduction des pressions dynamiques pour les grandes surfaces.
Tableau III.3	Diagramme de détermination du coefficient "C" à prendre en compte; varie linéairement du bord d'attaque « A » au bord de fuite « B ».
Tableau III.4	Tableau de la pression dynamique "q10 "de base à 10m. de hauteur.
Tableau III.5	Valeurs de la charge Wn sur les nœuds du treillis déduites de l'équation " y = -2,4x = 36"
Tableau III.6	Valeurs de la charge dues à la neige.
Tableau IV.1	Tableau comparatif des deux méthodes: méthodes des coupes et méthodes des nœuds, avec le Logiciel "Robot".
Tableau V.1	Forces dans les barres du treillis dues à la charge G, d'après le Logiciel "Robot" en KN.
Tableau V.2	Forces dans les barres du treillis dues à la charge Q, d'après le Logiciel "Robot" en KN.
Tableau V.3	Valeurs de la charge Wn sur les nœuds du treillis en daN.
Tableau V.4-a	Forces dans les barres du treillis dues à la charge Wn1, d'après le Logiciel "Robot" en KN.
Tableau V.4-b	Forces dans les barres du treillis dues à la charge Wn2, d'après le Logiciel "Robot" en KN.
Tableau V.5	Tableau des combinaisons des charges, montant la charge la plus critique sur chaque barre.
Tableau V.6	Tableau montrant les sections des tubes galvanisés. (société Chedid & Ayoub).
Tableau VI.1	Valeurs des charges critiques dans les barres du treillis spatial, d'après le Logiciel "Robot" en KN.
Tableau VI.2	Tableau de l'aire de la section résistance en traction du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.
Tableau VI.3	Tableau des Coefficients variables selon la nuance d'acier.
Tableau VI.4	Valeurs des charges critiques aux appuis du treillis spatial, d'après le Logiciel "Robot" en KN.
Tableau VI.5	Tableau extrais du catalogue "HILTI" des boulons HSL-3.

SOMMAIRE

Historique……...11

I. Introduction

I.1.1. Généralités. 12

I.1.2 Construction 13

I.1.3. Assemblage 14

I.1.4. Chargement 15

I.1.5. Type de Treillis 15

I.1.6 Systèmes Isostatiques et Hyperstatiques 17

I.2 Forces Internes 18

I.2.1 Introduction 18

I.2.2 Inspection du Treillis 18

I.2.3 Représentation des Forces Internes 19

I.3. Définition du Treillis Spatial 20

II. Présentation du Projet

II.1. Les Éléments D'un Toiture 26

III. Les Charges Extérieurs

III.1. La charge Permanente 31

III.2 Charges Dues au Vent 32

III.3. Charges Dues à La Neige 36

III.4. Combinaison des Charges 36

IV. Étude Analytique du Treillis de Warren

IV.1. Méthode des Nœuds 38

IV.2. Méthode des Coupes ou des Sections, (Méthode de Ritter) 46

V. Détermination des Sections

V.1. Détermination des Sections des Pannes 55

V.2. Calcul des Charges Critiques Dans Les Barres 58

V.3. Détermination des Sections des Barres 64

VI. Étude d'un Treillis Spatial à l'aide du Logiciel « Robot »

VI.1. Démarche du Travail 71

V1.2. Détermination des sections des barres 74

VI.3. Détermination des caractéristiques des éléments du nœud 76

VI.4. Détermination des caractéristiques du tube 79

VI.5. Détermination des caractéristiques des appuis 80

VII. Conclusion 83

Bibliographie 85

HISTORIQUE

L'idée des structures spatiales sont prises des feuilles de la nature. Formes naturelles possèdent une rigidité exceptionnelle et l'utilisation de moins matériaux et d'avantage structurel maximum.

Il peut-être pas bien connu que Alexander Graham Bell, l'inventeur du téléphone, a été l'un des premiers à apprécier les mérites de structures spatiales et les appliquer dans la construction réelle. En fait, il a construit l'une des premières versions d'une machine volante en utilisant un concept multicouches du treillis spatiale.

Fig. a
Crystal Palace à Londres, 1851, arch. J. Paxton, ing. Fox Henderson

Les premières structures d'espaces, étaient les dômes par l'Allemand Scwedler et Zimmermenn au XIXe siècle.
Zimmermenn atteint une portée de 361 pieds pour une structure d'exposition construit à Lyon dès 1894.
Le dôme de type Schwelder construit au-dessus du « CIVIC Centre at Charlotte », Carolina du Nord, Etats-Unis, immédiatement après la deuxième guerre, a eu une portée claires de 332 pieds. Ces exemples ont été presque oubliés jusqu'en 1937, lorsque le Dr. Mengeringhausen a réalisé son invention du connecteur MERO en 1942 qui peut accepter autant que 18 membres à différents angles par des différents trous répartis sur sa surface.

Fig.b
Hangar construit à partir d'éléments préfabriqués en béton armé pour l'aviation italienne, 1940, ing. P.L. Nervi

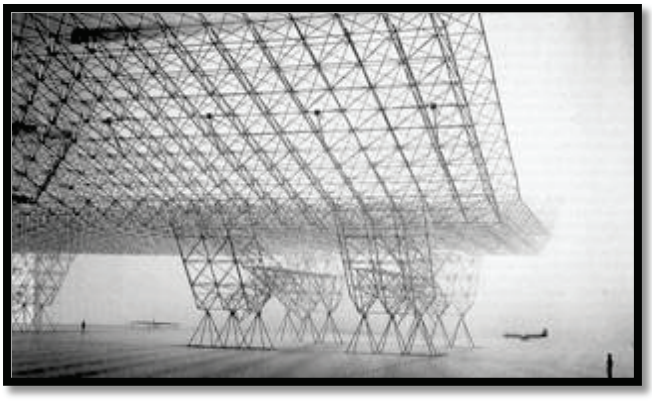


Fig.c
Projet d'un hangar mobile pour l'aviation militaire des Etats-Unis, 1951, arch. K. Wachsmann

Quelques exemples de premières structures en treillis spatial sont montrées dans les figures a, b et c.

I-INTRODUCTION

I-1.1 Généralités

Les treillis sont très largement utilisés en construction. Qu'il s'agisse de structures faites d'acier, de bois ou autre, les treillis se retrouvent dans les fermes de toiture, de grues, de ponts roulants, de pylônes, etc. On fait appel à ce mode de réalisation dans le but essentiel d'alléger l'ensemble d'une construction tout en assurant une plus grande stabilité.

Les treillis sont des structures dont les pièces sont assemblées de façon à former des triangles. Le triangle a été pris comme base de ces constructions parce qu'il est la seule figure géométrique indéformable. (Fig.I.1)

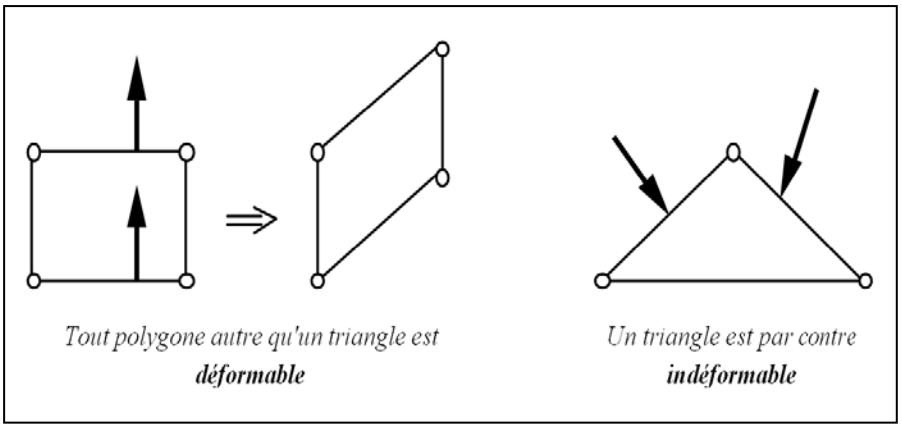


Fig. I.1

Les treillis peuvent être sollicités par des forces externes comme les charges à supporter, le poids propre de la structure, le poids de la neige, le trafic, les réactions d'appuis ... Tandis que les pièces de ces structures sont soumises à des forces internes de la part des pièces voisines. Ces efforts internes et externes doivent être déterminés pour pouvoir choisir les matériaux requis dans la réalisation des constructions.

Définitions:

Barres ou membrures: Les pièces d'une structure triangulée sont des barres. Elles sont faites d'acier, de bois ou autre. On associe généralement les barres ou membrures des treillis à des barres articulées (fig. I.2).

Nœud: Le point de rencontre de deux ou plusieurs barres s'appelle un nœud (fig. I.2). Les nœuds peuvent être faits de joint solide (assemblage par rivetage, soudage...) ou des articulations (assemblage par rotule, axe ...).

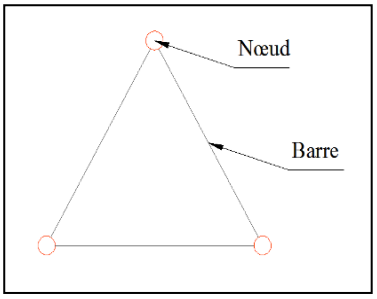


Fig. I.2

I.1.2 Construction

Les treillis étant généralement des barres articulées, doivent être construits selon des règles strictes afin d'en assurer leur rigidité.

Méthode:

1- On construit un premier triangle avec trois barres articulées; ce qui donne trois barres et trois nœuds.

2- On ajoute à ce premier triangle un autre triangle en insérant deux barres; ce qui donne maintenant cinq barres et 4 nœuds.

3- On ajoute triangle par triangle (en ajoutant deux barres et 1 nœud) jusqu'à l'obtention de la structure complète (fig. I.3).

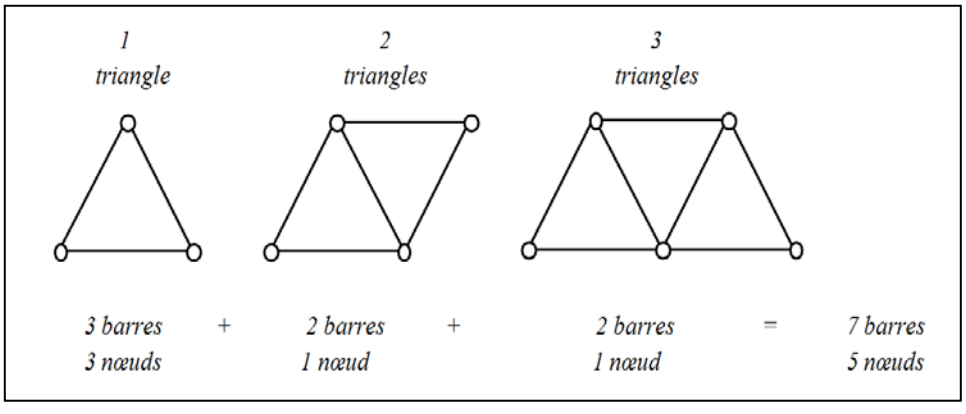


Fig. I.3

Donc si l'on ajoute 1 triangle, on ajoute par le fait même 2 barres et 1 nœud. En généralisant on peut dire que: si on ajoute x triangles, on ajoute de ce fait x nœuds et 2x barres.

Posons m = nombre de barres du treillis.

n = nombre de nœuds du treillis.

Donc: $n = \underset{\text{nœuds du premier triangle}}{3} + \underset{\text{nœuds ajoutés}}{x}$ ***(I.1)***

$m = 3 + 2x$ ***(I.2)***

Afin d'éliminer les x, on peut prendre l'équation I.2 et soustraire 2 fois l'équation ***I.1***.

$$m = 3 + 2x$$
$$-(2n = 6 + 2x)$$
$$(m - 2n) = -3$$

D'où **$m = 2n - 3$** ***(I.3)***

Donc pour un treillis comportant par exemple 6 nœuds, celui-ci possèdera (6 x 2 - 3) barres; c'est-à- dire 9 barres. Il ne faut pas oublier qu'il faut toujours respecter l'ordre de construction.

I.1.3 Assemblage

On construit les treillis en assemblant les barres aux nœuds par différents moyens. L'assemblage se fait par boulonnage, rivetage, chevillage, soudage, ... (fig. I.4). Si l'assemblage se fait par soudure ou rivetage, on considère que le nœud est articulé si les axes des barres sont concourants.

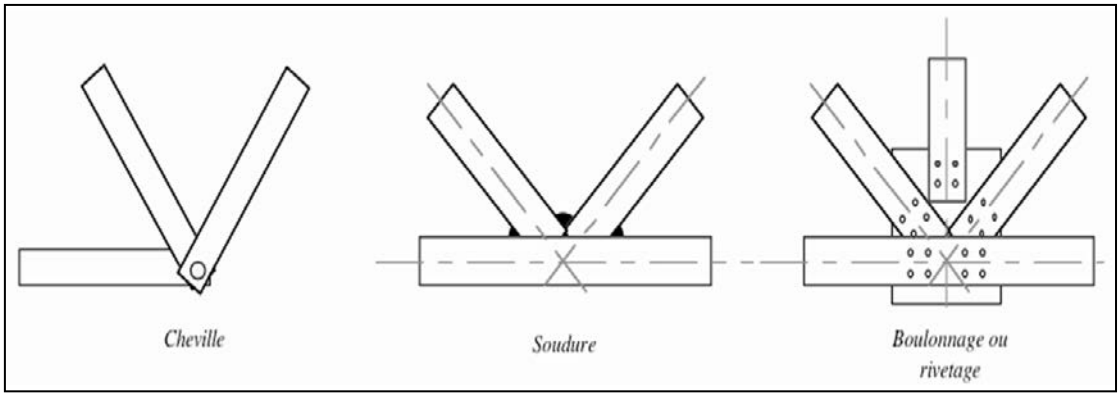


Fig. I. 4

I.1.4 Chargement

Le chargement que doit supporter un treillis doit être appliqué aux nœuds; ce qui a pour effet de provoquer des contraintes en traction et en compression dans les barres. Le fait d'ajouter une charge sur une barre entre ses articulations amènerait un effort en flexion qui pourrait provoquer la destruction du treillis (fig. 1.5).

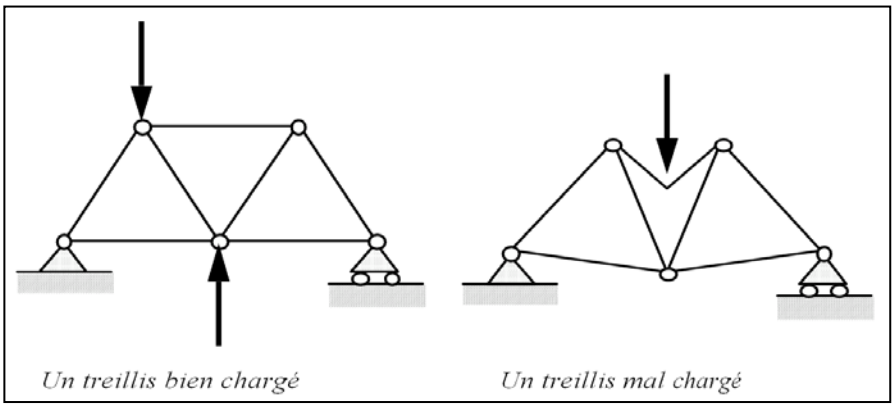


Fig. I.5

I.1.5 Type de treillis

Les treillis peuvent être classés en plusieurs catégories comme par exemple:

1-Ferme de pont (fig. I.6).

2-Ferme de toit (fig. I.7).

3-Grue (fig. I.8).

4-Autres.

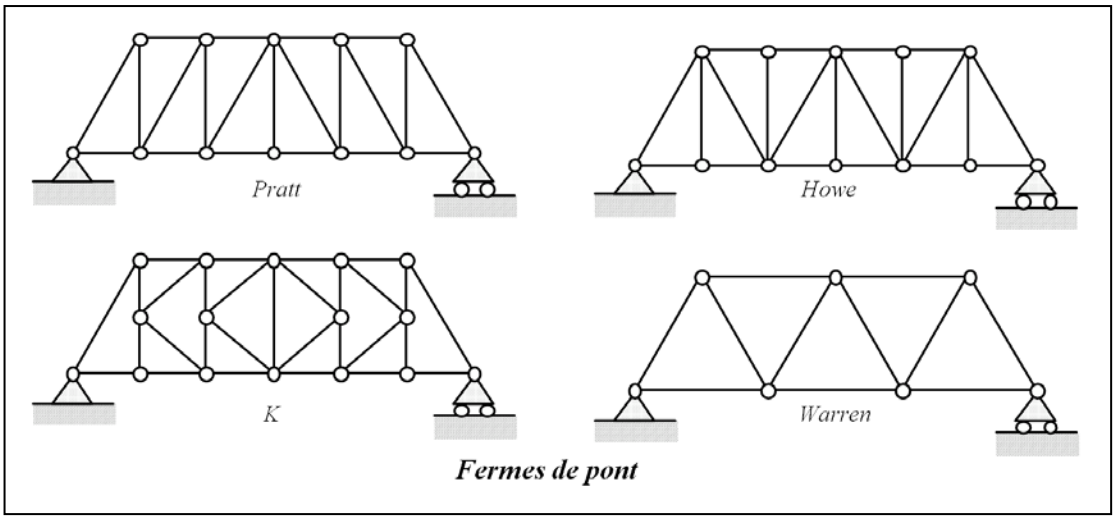


Fig. I.6

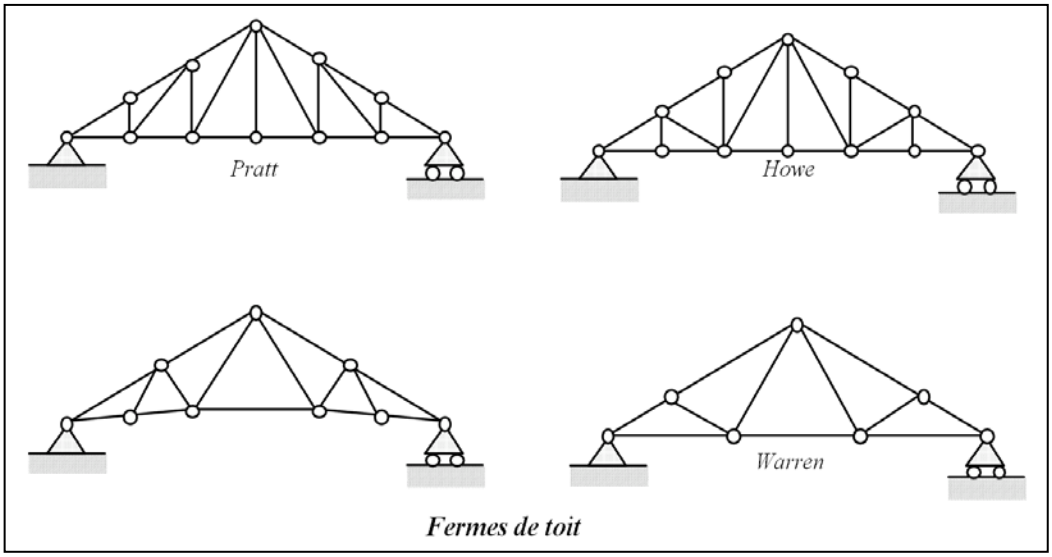


Fig. I.7

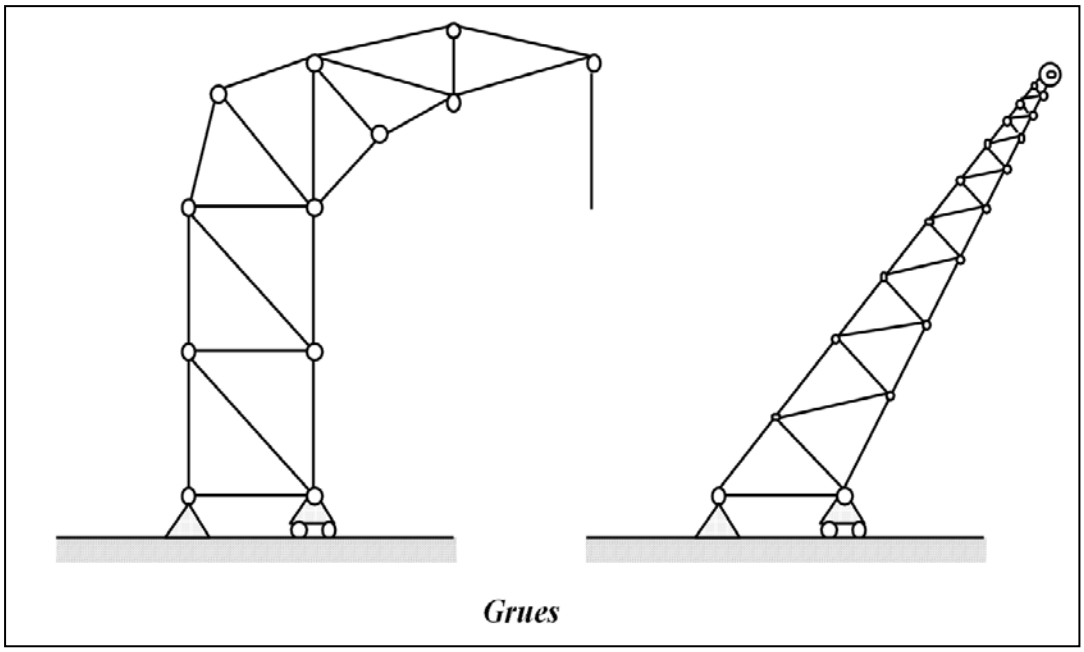


Fig. I.8

I.1.6 Systèmes isostatiques et hyperstatiques

A- Système isostatique

Si le nombre d'éléments inconnus des réactions d'appuis est égal au nombre d'équations d'équilibre dont on dispose, le système est dit isostatique. On a un système possédant autant d'inconnues que d'équations; donc on peut résoudre ce type de système (fig. I.9).

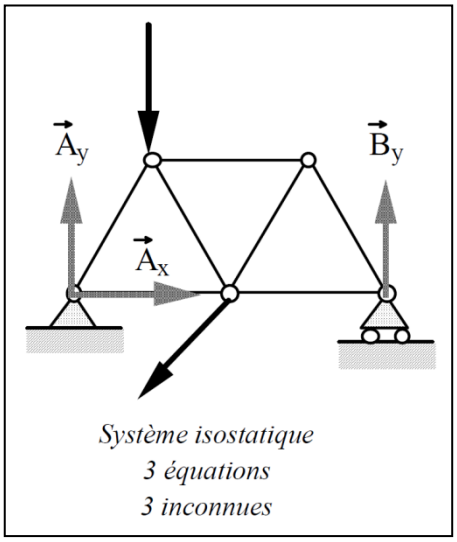


Fig. I.9

Trois équations:

Équilibre de translation:

$$\sum F_x = 0$$
$$\sum F_y = 0$$

Équilibre de rotation:

$$\sum M = 0$$

Trois inconnues: $\mathbf{A_x, A_y}$ **et** $\mathbf{B_y}$**.**

B - Système hyperstatique

Si le nombre d'éléments inconnus des réactions d'appuis est supérieur au nombre d'équations d'équilibre dont on dispose, le système est dit hyperstatique (fig. I.10). On a un système possédant plus d'inconnues que d'équations donc on ne peut résoudre ce type de système par les méthode que l'on connaît.

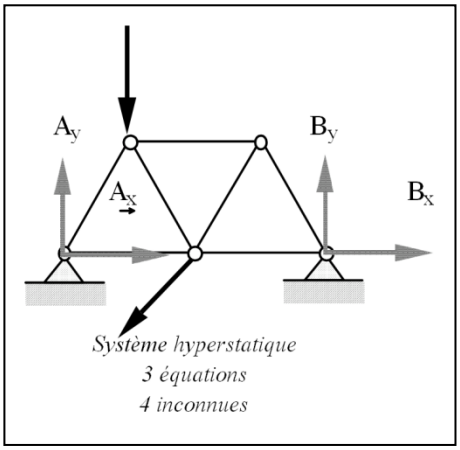


Fig. I.10

Trois équations:

Équilibre de translation:

$$\sum F_x = 0$$
$$\sum F_y = 0$$

Équilibre de rotation:

$$\sum M = 0$$

Quatre inconnues: $\mathbf{A_x, A_y, B_x}$ **et** $\mathbf{B_y}$

C - Système instable

Si le nombre d'éléments inconnues des réactions d'appuis est inférieur au nombre d'équations d'équilibre dont on dispose, le système est dit instable. C'est par exemple le cas d'un système reposant sur deux appuis simple comme l'exemple ci-contre: la structure peut se déplacer latéralement (fig. I.11).

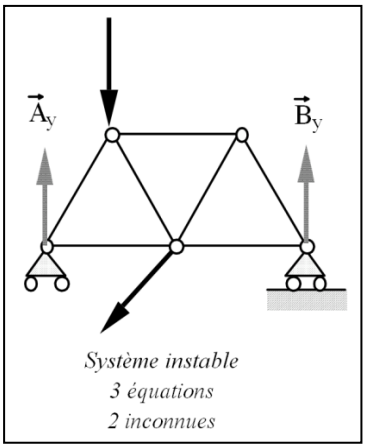


Fig. I.11

Trois équations:

Équilibre de translation:

$$\sum F_x = 0$$
$$\sum F_y = 0$$

Équilibre de rotation:

$$\sum M = 0$$

Deux inconnues: $\mathbf{A_y}$ **et** $\mathbf{B_y}$**.**

I.2 Forces Internes

I.2.1 Introduction

Le treillis est une structure en équilibre, donc chacune de ses parties et composantes (barres, nœuds et sections) est en équilibre. Afin de déterminer les forces internes de tension ou de compression dans les barres, on a à notre disposition plusieurs méthodes qui se divisent en deux catégories:

1- Méthodes des nœuds:

• Méthode analytique.

2- Méthodes des coupes:

• Méthode analytique de Ritter.

I.2.2 Inspection du treillis

Avant d'entreprendre le calcul des contraintes dans les barres d'un treillis, il faut d'abord vérifier si ce treillis respecte la relation vue précédemment, à savoir:

$$\mathbf{m = 2n - 3}$$

Car si	m < 2n – 3	le treillis est mou (système instable).
et		
si	m > 2n – 3	le treillis est hyperstatique, c'est-à-dire qu'il contient plus de barres que nécessaire, et nous n'étudierions pas ce cas ici.

Si **m = 2n - 3** est respectée, il faut alors vérifier si l'ordre de construction a été respecté. Le fait de déplacer une barre détruit la rigidité d'un treillis (fig. I.12).

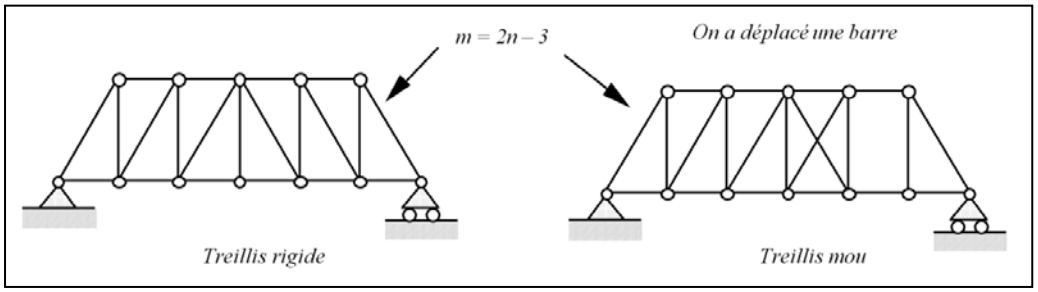


Fig. I.12

I.2.3 Représentation des forces internes

L'action des forces externes sur une structure engendre des forces internes de tension ou de compression dans les barres de cette structure.

A -Force de tension (ou traction)

Lorsque les forces externes, agissant par exemple sur les nœuds A et B d'une structure, tendent à allonger la barre AB, on dit que cette barre travaille en tension. Mais les forces externes provoquent les forces internes opposées de même grandeur, c'est le principe d'action et réaction. On représente donc une force de tension dans une barre en tirant sur ce nœud. La figure I-13 illustre une force de tension dans une barre.

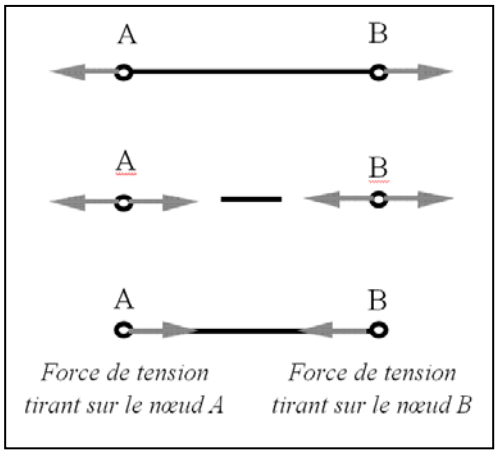


Fig. I.13

B -Force de compression

Lorsque les forces externes, agissant par exemple sur les nœuds A et B d'une structure, tendent à comprimer la barre AB, on dit que cette barre travaille en compression. Mais les forces externes provoquent les forces internes opposées de même grandeur, c'est le principe d'action et réaction. On représente donc une force de compression dans une barre en poussant sur ce nœud. La figure I.14 illustre une force de compression dans une barre.

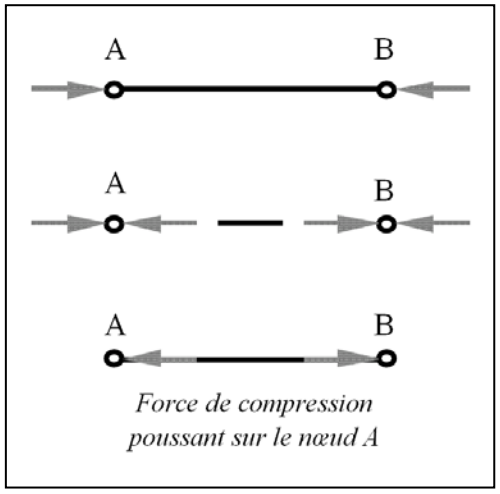


Fig. I.14

I.3. Définition du Treillis Spatial

Un treillis spatial est formé de deux plans parallèles de barres croisées (les membrures), dont les nœuds sont reliés par des diagonales constituant l'âme du treillis. La différence par rapport à la grille de poutres à treillis est que les nœuds supérieurs ne sont plus à la verticale des nœuds inférieurs. On trouve dans ces systèmes certains types de treillis spatial comportant des poutres à treillis planes, mais qui sont inclinées (Fig. I.15). On peut aussi considérer ces structures comme composées de volumes élémentaires dont les barres forment les arêtes, ce qui peut faciliter la préfabrication et le montage. Les membrures des deux nappes peuvent être parallèles (Fig. I.15-a) ou diagonale (Fig. I.15-b). Dans ce dernier cas, les membrures inferieures sont orientées à 45° par rapport aux membrures supérieures. On se retrouve plus de poutres planes à treillis, mais le volume élémentaire est encore présent.

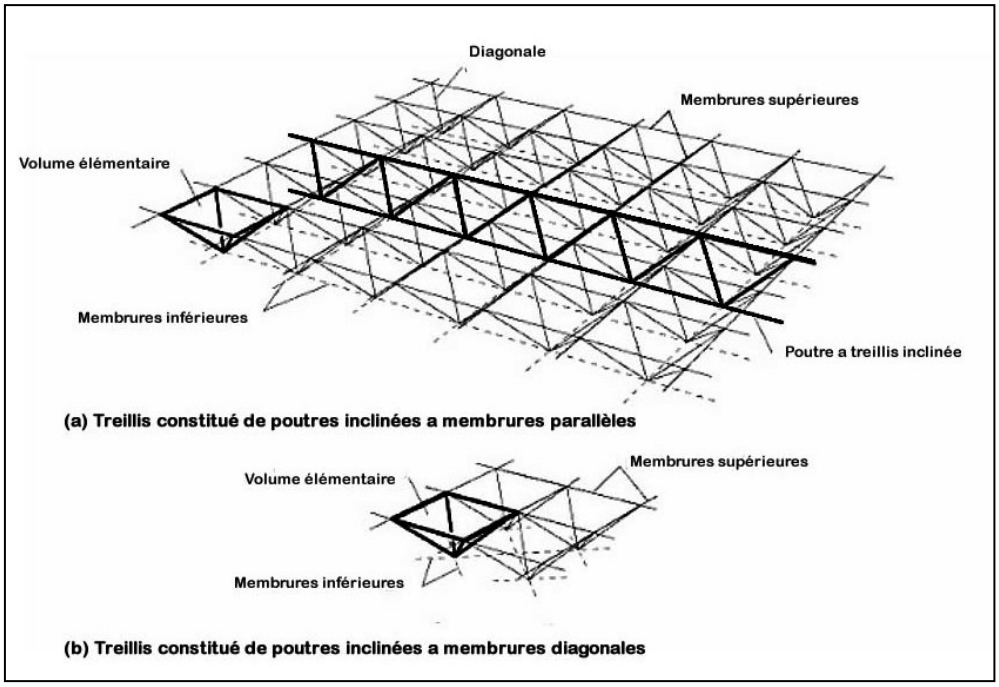


Fig. I.15

Il est donc possible de construire une infinité de treillis spatiaux à double nappe à partie de trames coordonnées quelconques. Le choix parmi les multiples géométries possibles doit tenir compte des principes et objectifs suivants :

- Rechercher une systématique en ce qui concerne la fabrication des barres et des nœuds.
- Limiter au maximum le nombre de barres et des nœuds.
- Chercher la transparence pour des raisons de lumière et d'esthétique et pour dégager les volumes libres utilisables pour la technique du bâtiment.
- Etudier les assemblages (nœuds et parties de treillis) afin de faciliter les opérations de montage.

Les nombreux systèmes de treillis spatial commercialisés et brevetés montrent bien l'intérêt pour ce type de structure, mais aussi la difficulté de réaliser une structure esthétique, économique et simple, tant dans la conception d'ensemble que, surtout, dans celle des nœuds. La figure I.16 présente les nœuds de deux systèmes de treillis spatial brevetés très répandus, le système à nœuds sphériques (Fig. I.16-a) et le système à nœuds plats (Fig. I.16-b). Le premier est caractérisé par des nœuds en forme de boule percée de trous taraudés permettant de raccorder de manière parfaitement centré des barres tubulaires munies d'un filetage d'extrémité. Le deuxième système est composé de tubes dont l'extrémité est écrasée et percée d'un trou permettant le boulonnage des pièces en fonte moulée soudable comportant trois faces orthogonales.

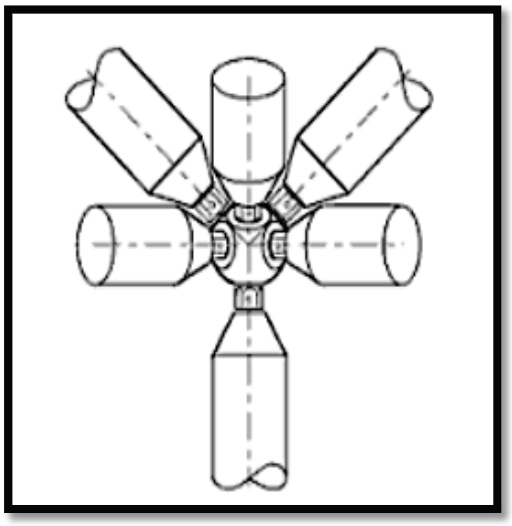


Fig. I.16-a

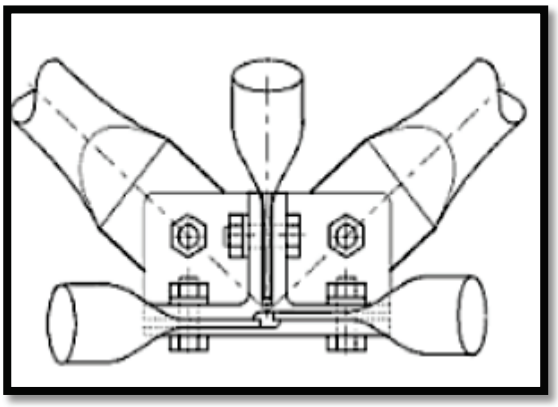


Fig. I.16-b

On rencontre aussi différents types de nœuds qui sont utilisés en construction des treillis spatiaux. Quelques unes sont montrées dans les figures I.17 –a-b- c –

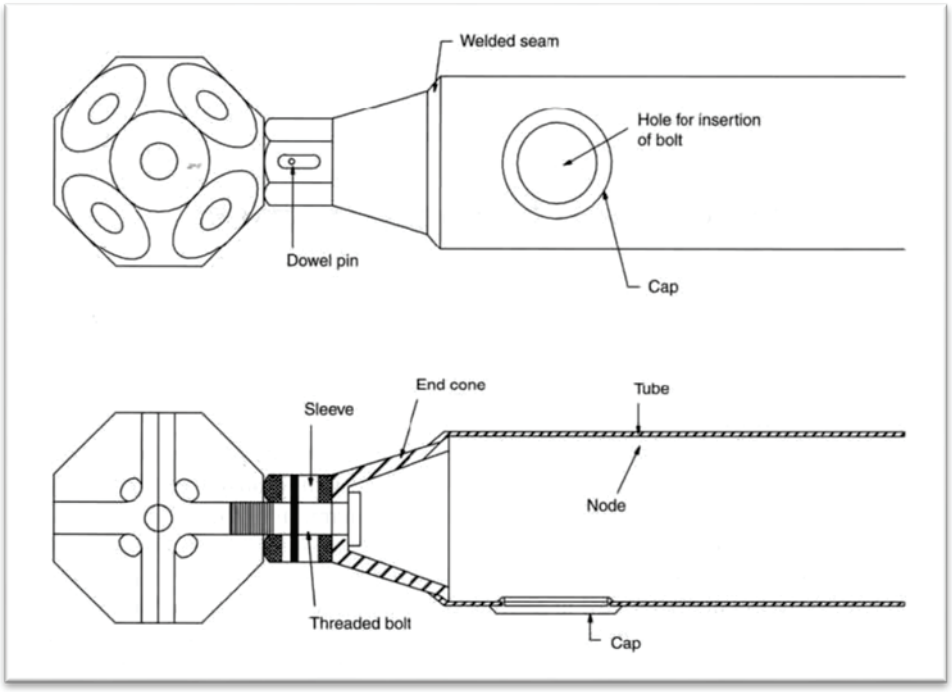


Fig. I.17 – a (*The MERO system, reproduced with permission from Hiroyuki [1.13]*)

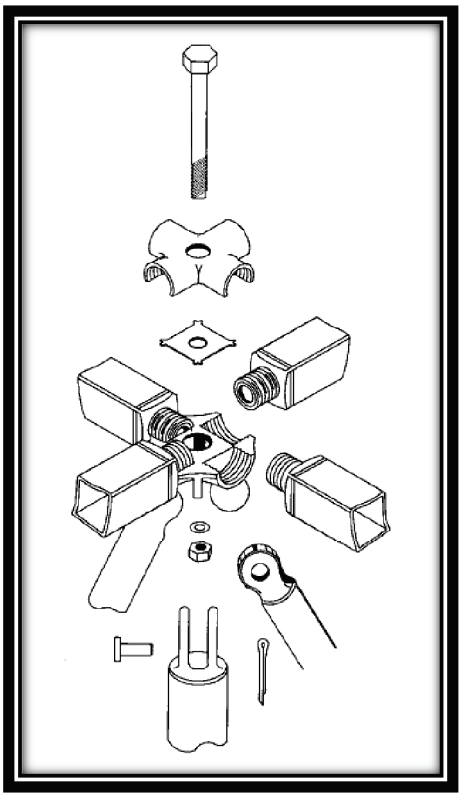


Fig. I.17-b

(*The Nodus joint, reproduced with permission from Hiroyuki [1.12]*)

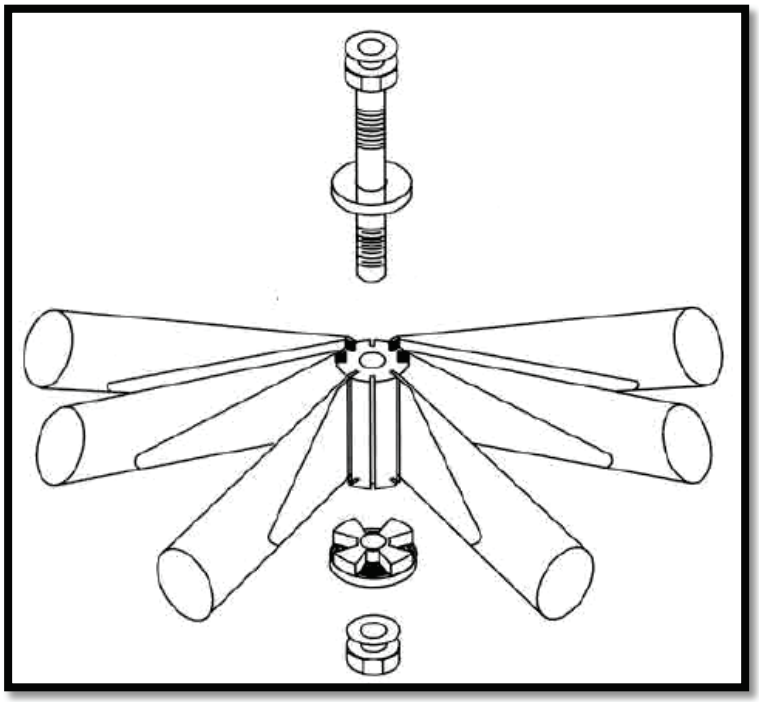


Fig. I.17-c

(*The Triodetic joint, reproduced with permission from Hiroyuki [1.13]*)

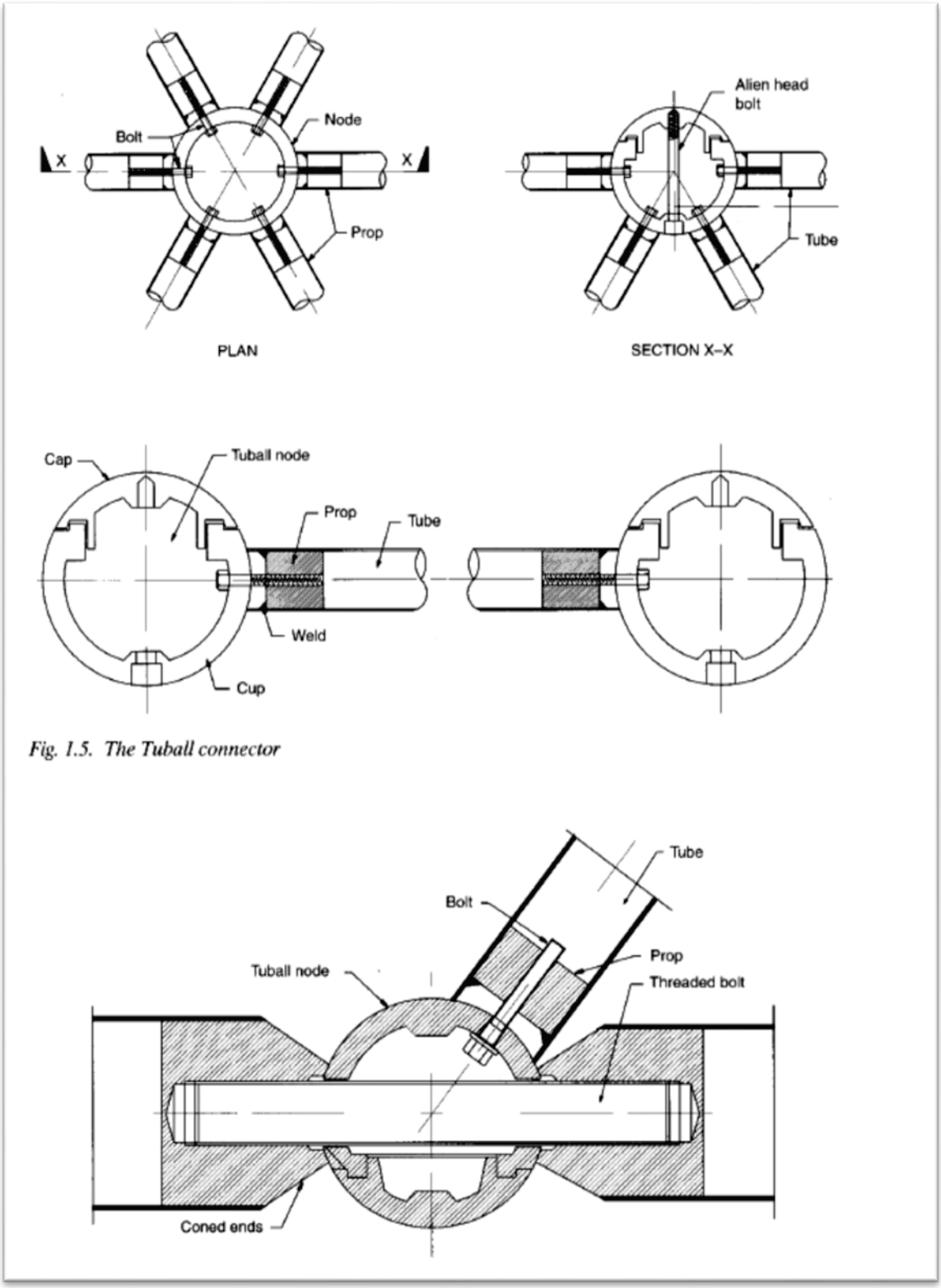


Fig. 1.5. The Tuball connector

Fig. I.17-d

(Tuball node with a threaded rod and coned props)

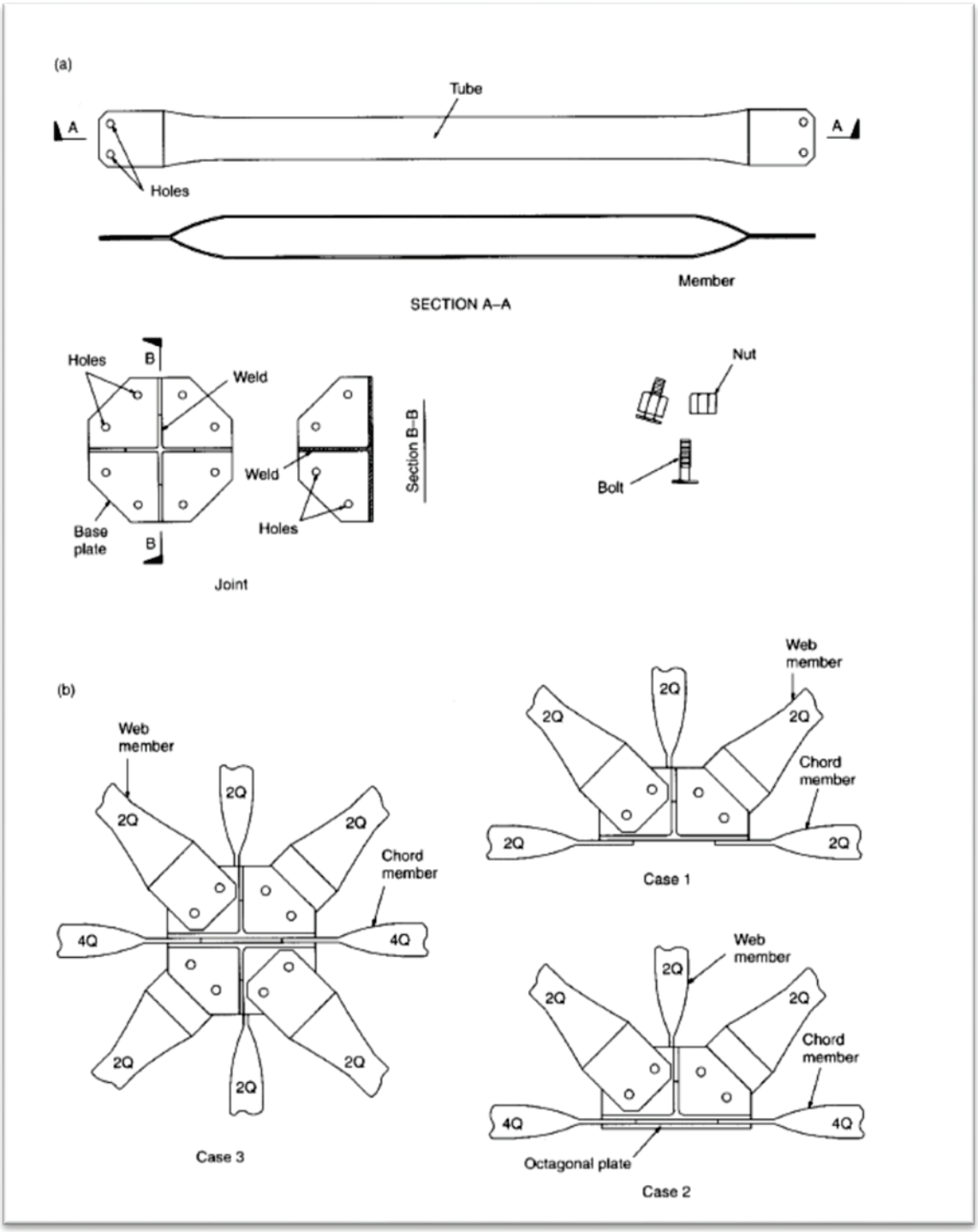


Fig. I.17-e

(***The Octatube system: (a) the components; (b) assembly patterns of the nodes. Reproduced with permission from Hiroyuki [1.13])***

II- Présentation du Projet

Notre projet consiste à couvrir un préau avec une ferme métallique, et spécifiquement un treillis avec une couverture de « Sandwich Panel » d'épaisseur de 50mm. La surface désirée à recouvrir est de largeur de 15m. et de longueur de 60m. et nous sommes obligés de respecter la demande de l'architecte qui a tendance à avoir un préau sans des colonnes intermédiaires, et de plus une structure métallique qui donne une impression esthétique, architectural et non industrielle. Se préau n'a pas besoin des murs de couverture extérieur, mais seulement ils sont besoins de la toiture et des colonnes en béton.

Pour cela nous somme dirigées directement au design d'un treillis tridimensionnel, autrement dit un treillis spatial.

Mais un travail supplémentaire de mon côté, tend à faire une comparaison entre un treillis plan de Warren avec celle désirée à construire. Dans cette partie nous définirons les éléments utilisés pour la construction des toitures en treillis, autant qu'il est plan ou tridimensionnel.

II.1. Les Éléments D'un Toiture

Au début, nous allons définir tous les éléments de la structure métallique en treillis de Warren et de la couverture; Ensuite nous décrirons celle spatial. Commençons de la partie supérieure vers la partie inférieure du toit comme le suivant :

- Des panneaux de «Sandwich Panel» d'épaisseur de 50mm. constitués de 2 couches supérieures et inférieures d'acier nervuré et galvanisés d'épaisseur 0,5 mm. ; les parois extérieures de chaque couches sont peints avec du peintre spécial de couleur « off white » qui résiste contre la corrosion, et les rayons ultraviolets. Entre les 2 couches métalliques, il y a du « foam polyuréthane » de densité 40 kg/m^3, qui est un isolant de la chaleur (Fig. II.1.). Ses panneaux sont attachés directement aux pannes à travers des crochets. (Fig. II.2).

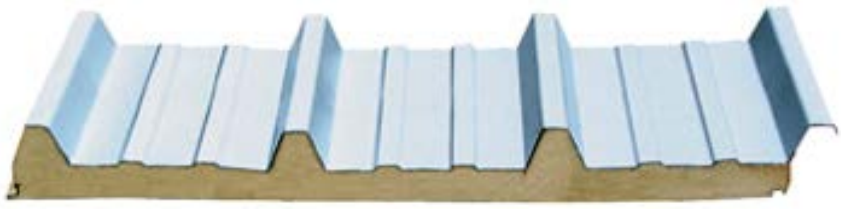


Fig. II.1

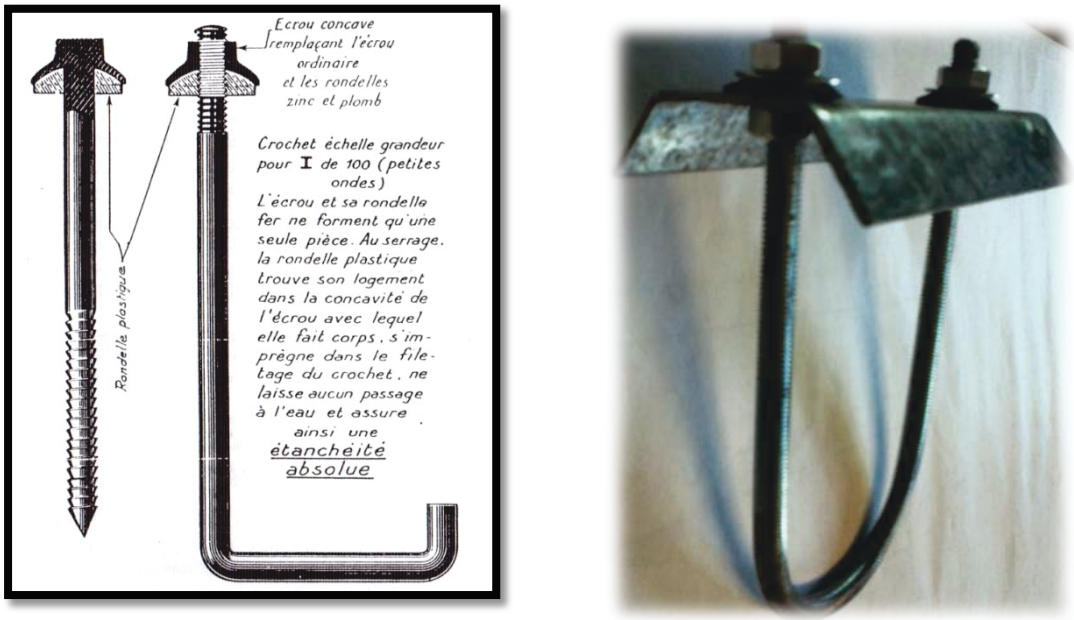


Fig. II.2

- Les pannes sont des éléments de la construction chargée de recevoir la couverture; l'écartement entre elles est fonction des dimensions de la couverture, environ de 1m. à 1,8m. Une panne est constituée le plus souvent par une poutrelle laminée IPE, leur poids moyen est aux alentours de 5 à 7 daN/m^2. Elles peuvent aussi être réalisées en profilées minces (tôles pliés à froid) en section de Z, U ou ∑ (Fig. II.3).

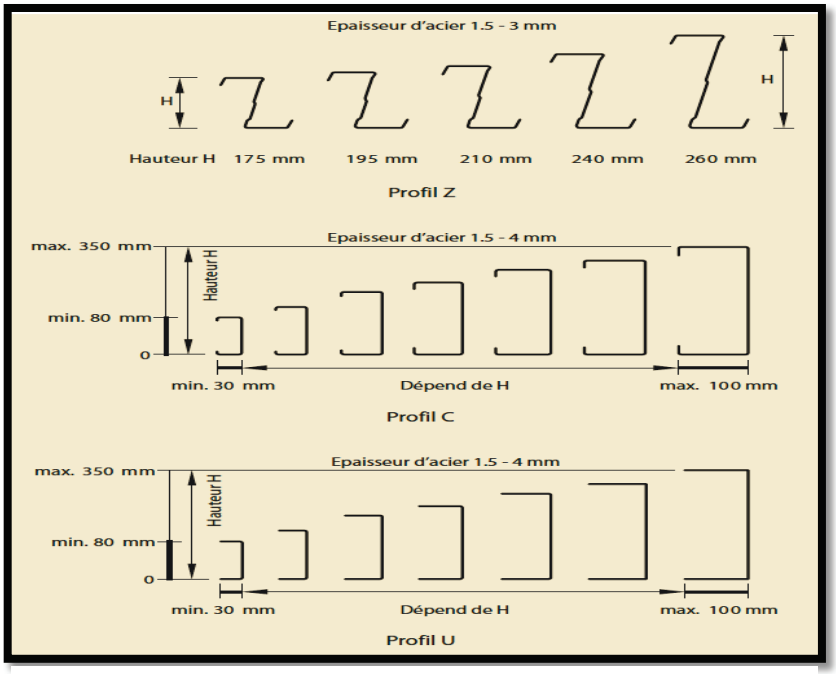


Fig. II.3

- Pour éviter que les pannes ne se voilent pas, on les réunit entre elles, de place en place, par des liens ou liernes ; qui sont constitués par de petit échantillon (L30/30/3 ou 3,5mm.) placés en diagonales comme le montre la fig. II.4

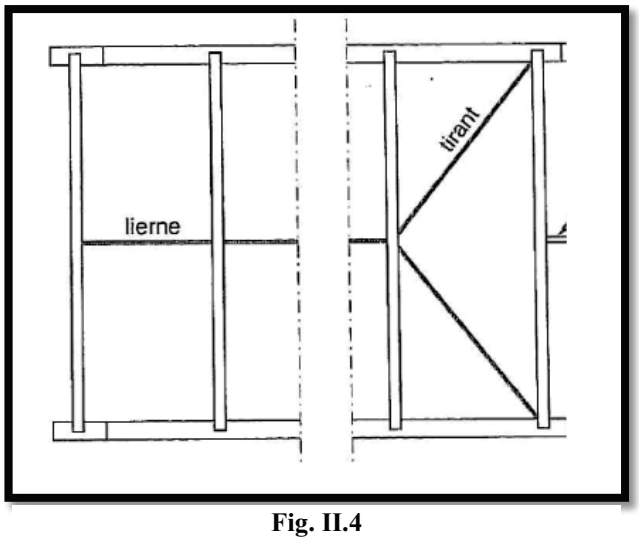


Fig. II.4

- Les fermes en treillis sont des pièces destinées à porter les pannes; Leur position est fixe, d'une part, par la portée maximum possible des pannes, d'autre part, par leur triangulation. En général une ferme en treillis est constituée par 4 cornières formant 2 à 2 les membrures inférieures et supérieures d'une poutre. On les relie entre elles par une triangulation simple ou double (Fig. II.5). On rencontre aussi des fermes en profilé en U ou en tube de section rectangulaire formant les membrures supérieures et inferieures (Fig. II.6). La hauteur h est la hauteur hors cornières, elle est fonction de la portée et varie de 1/20 à 1/10 de cette portée.

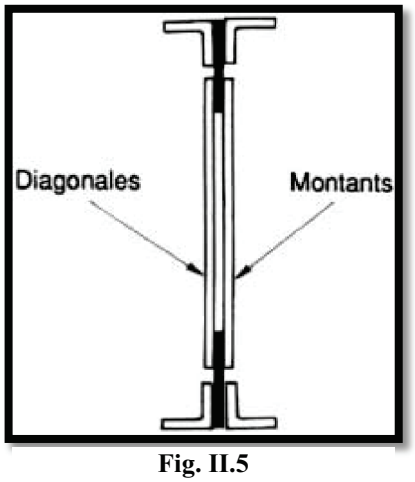


Fig. II.5

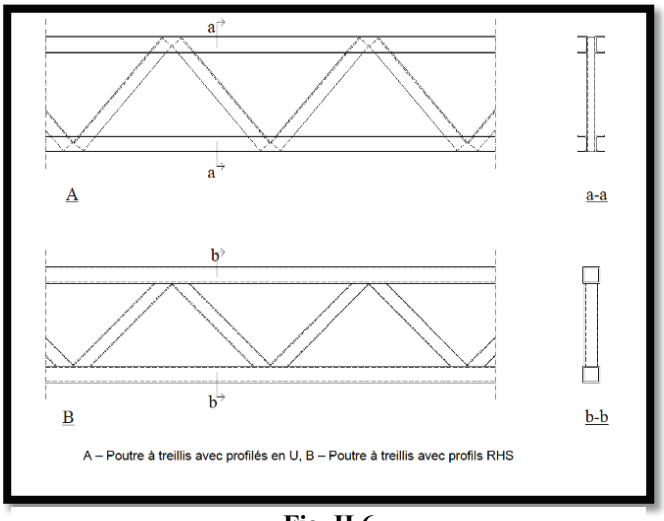


Fig. II.6

La distribution des fermes n'est pas arbitraire, il faut éviter les flexions dans la membrure supérieure. Il convient donc de faire coïncider les nœuds de la triangulation avec les attaches des pannes.

Les treillis sont exécutés par des cornières et sont attachés sur les membrures directement:

- Par un rivet ou, si un seul rivet ne suffit pas, par l'intermédiaire de goussets.
- On peut réaliser des pannes à treillis soudés. Les treillis sont soudés sur les membrures par différentes méthodes.

Dans tous les cas, le principe d'assemblage des treillis est le même, et les défauts d'assemblage peuvent aboutir parfois à des catastrophes. Il est toujours nécessaire que les axes des barres se rencontrent tous dans un seul point.

Les éléments des treillis spatiaux ne sont pas assez différents que ceux que nous avons déjà décrits. On décrira dans ce qui suit les barres et les nœuds d'une toiture formant un treillis spatial.

- Les barres sont le plus souvent formées par des sections circulaires ou carrée, de longueur égale, pour simplifier la fabrication et le montage d'un part, d'autre part parce que leur rayon de giration est élevé. De plus, leurs profils circulaires ont un même moment d'inertie dans les deux directions.

- Les nœuds, sont les éléments les plus importants dans la construction du treillis spatial, nous utiliserons dans notre projet un nœud développé par notre entreprise Zaidan sal, qui est montré dans la figure II.7.

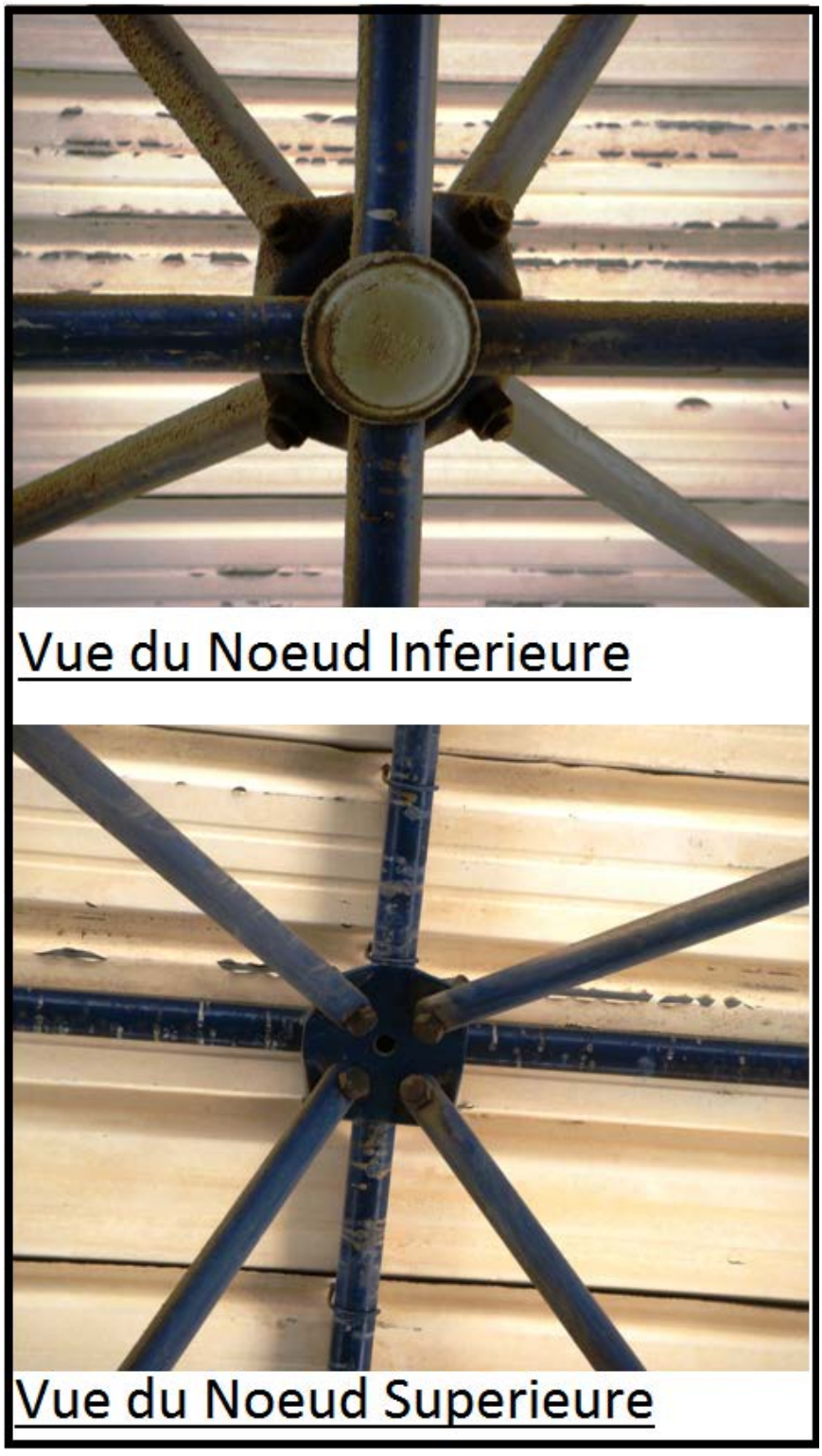


Fig. II.7

III –Les Charges Extérieures

Les charges extérieures sont les charges agissant sur n'importe quelle structure. Ils varient selon le projet, le lieu, le mode d'utilisation…

On définit et on cherche dans se qui suit la charge permanente de la structure, la charge due au vent ; la charge due à la neige. Dans notre cas, la charge due à la neige sera éliminée parce qu'on est à une altitude de 150m. au dessus du niveau de la mer.

Ses charges seront réunis par des combinaisons, tel qu'on prend les charges calculées en cas normale et en cas extrême. La combinaison la plus défavorable sera prise en considération.

III.1 La Charge Permanente

La charge permanente est le poids propre .En général cette charge est le poids des profils utilisés (panne et ferme), de la couverture et de tous les accessoires de la toiture.

❖ **Couverture**

La couverture est composée de deux couches d'acier nervuré, d'épaisseur 0,5mm. avec une couche intermédiaire du « Foam Polyuréthane ». La masse de ses éléments est comme suit :

- Acier nervuré d'épaisseur 0,5mm. :

  Masse = Surface x Epaisseur x Densité

  $= 1x\ 0{,}5.10^{-3}x\ 7850 = 3{,}925\ Kg/m^2$

  Et puisque on a 2 couches, donc : 7,85 Kg/m^2.

  C'est la masse du métal plat sans les ondulations supérieures et inferieures. En réalité chaque mètre quarrée du métal galvanisé, avec les ondulations, pèse à peu prés 5 Kg. Pour cela, la masse totale qu'on doit appliquer est 10 Kg/m^2.

- « Foam Polyuréthane » de densité 40 Kg/m^3.

  Masse = Surface x Epaisseur x Densité

  $1 \times 50.10^{-3} \times 40 = 2\ Kg/m^2$.

  Donc la masse totale de la couverture sera 12kg/m^2.

❖ **Les Pannes**

La charge moyenne des pannes ramenée au mètre carré est de 5 à 7 daN/m^2. Cette charge est prise en considération pour les poutrelles laminées IPE. Mais comme on a déjà mentionné, elles peuvent être également réalisées en profilés minces (tôles pliés a froid) en section de Z, U ou ∑.

❖ **La Ferme en Treillis**

Les fermes sont généralement constituées de différentes sections: cornières, profil en U, tubes de section circulaire ou rectangulaire comme on a déjà définit. La charge moyenne d'une ferme, ramenée au mètre carré est de 12 daN/m^2.

III.2 Charges dues au Vent

La charge du vent ou la charge du soulèvement du vent, est une des charges les plus critiques agissant sur les structures métalliques.

❖ **Charge du vent**

La charge dynamique du vent sera calculée en se référant à la « Règle NV 65 ». Le Liban est considéré comme les zones de région II, la charge totale du vent est de la forme :

$$P = q_H . K_s . \delta . C \qquad \text{exprimée daN/m}^2$$

Où :

- P : est la charge du vent dynamique appliquée sur la toiture.
- q_H : est la pression dynamique agissant à la hauteur au-dessus du sol, exprimée en mètres.
- K_s: est le coefficient de site, égale à 1,3 pour la région II à site exposé. (tableau.III.1).

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0,80	0,80	0,80	0,80	(*)
Site normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20
*. La notion de site protégé n'est pas prise en compte dans cette zone.					

Tableau III.1

δ : est le coefficient de réduction des pressions dynamiques pour les grandes surfaces.
≈ 0,73 pour l = 60 m. (tableau III.2).

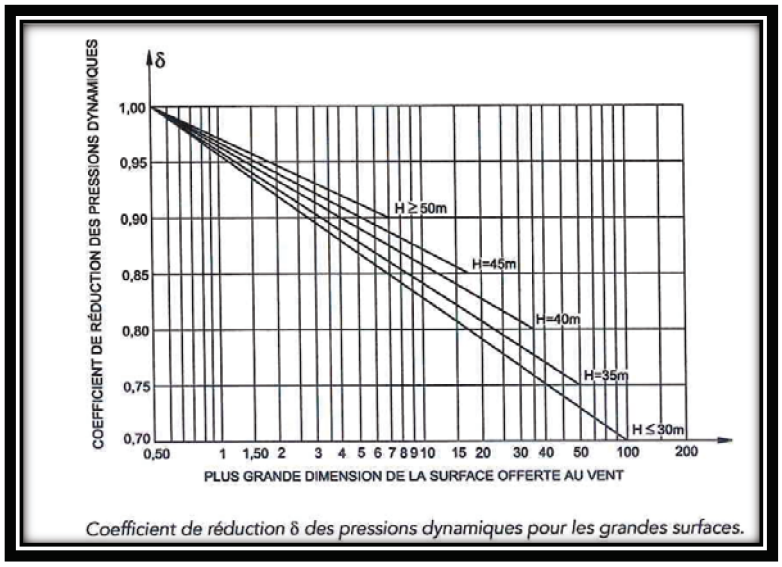


Tableau III.2

- C : est le coefficient à prendre en compte, varie linéairement du bord d'attaque « A » au bord de fuite « B » (tableau. III.3).

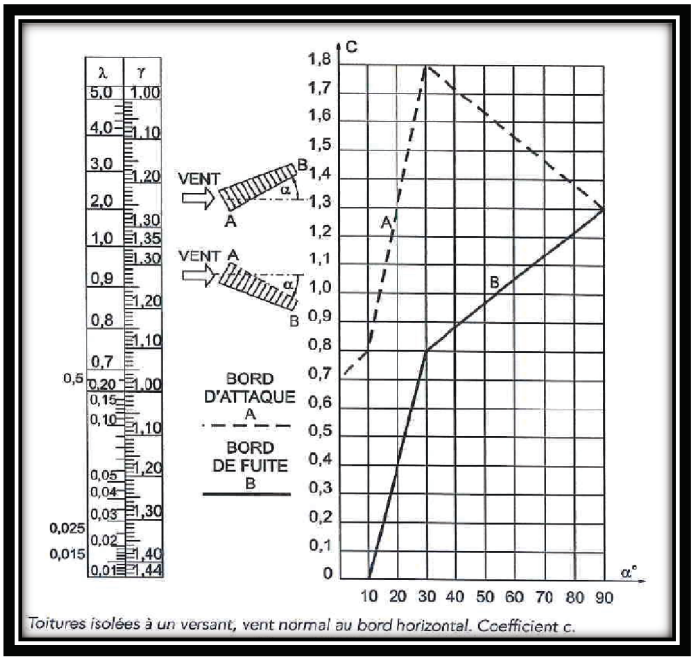


Tableau III.3

Pour un angle de 2^o on a :

- A ≈ ± 0,71.
- B = 0.

q_H sera calculé par le rapport :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2{,}5.\frac{H+18}{H+60}$$

avec

- H : Hauteur de la construction (toiture comprise).
- q_{10} : la pression dynamique de base à 10m. de hauteur.

q_{10} sera conclus du tableau suivant (tableau III.4)

	Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
Zone 1	50 daN/m²	87,5 daN/m²
Zone 2	60 daN/m²	105,0 daN/m²
Zone 3	75 daN/m²	131,0 daN/m²
Zone 4	90 daN/m²	157,5 daN/m²
Zone 5	120 daN/m²	210,0 daN/m²

Tableau III.4

D'où $q_{10} = 60$ daN/m^2

Dans notre cas H est 6,5m.

Donc

$$q_H = 90.2{,}5.\frac{6{,}5+18}{6{,}5+60} = 55{,}2631$$

$$= 55{,}26 \text{ daN/m}^2$$

- pour la région d'attaque la charge dynamique :

$$P = 55{,}26.1{,}3.0{,}72.(\pm 0{,}71)$$
$$= \pm 36{,}723$$
$$\approx \pm 36 \text{ daN/m}^2.$$

- Pour la région de fuite, la charge dynamique du vent est égale à 0.

Mais comme le montre le tableau III.1, la charge appliquée par le vent sur la toiture n'est pas une charge uniformément repartie ; il s'agit d'une charge uniformément décroissante, cette charge a une valeur maximum au point d'attaque A et se réduit uniformément jusqu'elle admet le point de fuite B.

Donc on a le cas d'une charge qui a comme équation : y = a.x + b.

Cherchons l'équation de cette droite, la figure III.1 montre le cas de notre projet.

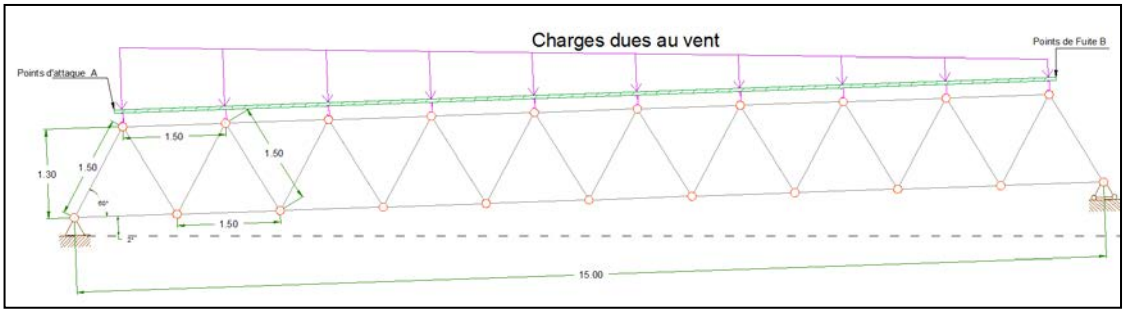


Fig. III.1

Pour x = 0 → y = 36.

y = a.x + b

b = 36.

Pour x = 15 → y = 0.

y = a.x + 36

$a = \frac{-36}{15}$

a = -2,4.

Donc l'équation est de la forme : y = -2,4.x + 36

Cherchons les valeurs de P sur les nœuds, les valeurs sont montrées dans le tableau III.5.

Valeurs de la charge Wn sur les nœuds du Treillis

Wn est fonction de l'équation: y = -2.4x + 36

X (m.)	**Wn** (daN/m2)
0	36
1.5	32.4
3	28.8
4.5	25.2
6	21.6
7.5	18
9	14.4
10.5	10.8
12	7.2
13.5	3.6
15	0

Tableau III.5

III.3. Charges dues à la neige

Au Liban la charge de la neige est supposée comme celles de la région II.

Dans notre cas cette charge n'est pas prise en considération par ce que le site recommandé est au niveau de la mer, et il n'y a pas risque de cette charge.

Mais en général cette charge est déduite du tableau suivant (Fig.III.6).

	Régions							
Unité : daN/m²	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Charge normale p_{no}	35	35	45	45	55	55	80	115
Charge extrême p'_{no}	60	60	75	75	90	90	130	190
Charge accidentelle	-	80	80	108	-	108	144	-

Tableau III.6

III.4. Combinaison des charges

Pour notre calcul analytique, on suppose que chaque nœud supporte une charge P qui est la somme de la charge de la toiture et de la charge dynamique du vent. Cette proposition sera seulement pour déterminer les efforts intérieurs dans chaque barre en fonction de P et pour calculer les méthodes de calcul.

Mais en réalité, les sollicitations résultantes sont obtenues par la plus défavorable des combinaisons suivantes :

- ✓ $G + S_e$ avec $S_e=1,75\ S_n$
- ✓ $1.35\ G + 1,55\ S_n$
- ✓ $G - W_e$ avec $W_e= 1,75\ W_n$
- ✓ $G + W_e$
- ✓ $1,33\ G + 1,5\ Q$

- G: La charge permanente ponctuelle, c'est l'action permanente ou charge propre de la structure.
- Q : Charge d'exploitation estimée à 34 daN/m^2.
- S_n : Charge de neige normale.
- S_e : Charge de neige extrême.
- W_n : Charge de vent normale.
- W_e : Charge de vent extrême.

Dan notre cas, 2 combinaisons doivent être éliminées par ce qu'on ne prend pas compte de la neige. Alors les combinaisons à suivre sont :

$$G \pm W_e = G \pm 1,75\ W_n$$

$$1,33\ G + 1,5\ Q$$

Quelque soit une structure, est sollicitée par plusieurs charges, qui sont parfois charges permanentes, d'exploitation, du vent, de la neige et autres… Et chaque codes prévoit une méthode de résolution et de sécurité ; Comme par exemple le fait de combinaisons des charges qu'on a déjà décrit (selon L'Eurocode 3).

Dans les parties suivantes, on va appliquer ses charges sur notre structure, pour déterminer les réactions, les sections des barres…

IV –Étude Analytique du Treillis de Warren

On étudiera dans se qui suit analytiquement le treillis de Warren par les deux méthodes :

- Méthode des nœuds.
- Méthode de coupes ou des sections (méthode de Ritter).

Ses deux méthodes ont pour but de résoudre les forces dans chaque barre du treillis. Chaque méthode possède ses propres lois, mais tous les deux aboutissent au même résultat. On vérifiera ensuite ses deux méthodes avec le logiciel « Robot » pour être sûr que notre résultats sont correcte d'une part, et d'autre pour comparer tous les trois résultats.

Note : Pour comparer exactement les deux méthodes avec le logiciel, on supposera qu'on a la même charge P sur tous les nœuds du treillis. Mais en réalité, et comme on a déjà calculé dans la partie III.2, cette charge varie tout au long de la toiture.

IV.1. Méthode des nœuds.

Les barres assemblées aux nœuds par des goussets, boulonnées ou soudées ; donc les nœuds ne sont pas de simples articulations, ils ont une certaine rigidité. En outre les charges sont souvent réparties sur le long des membrures supérieures, mais pour faciliter le calcul, on suppose que les forces extérieures et les réactions sont appliquées aux nœuds qui seront supposées articulées. Par conséquent, chaque nœud doit être un système en équilibre sous l'action des forces concourantes (forces extérieures et forces dans les barres qui aboutissent à se nœud).

Tout d'abord, isolons un nœud en coupant les barres qui aboutissent, et écrivons les équations d'équilibre pour ce nœud. Puisque on ne dispose que deux équations d'équilibre ($\sum Fx$ et $\sum Fy$) pour chaque nœud, il faut commencer avec un nœud où on a deux barres seulement ; C'est généralement le cas d'un nœud à l'extrémité ou d'appuis d'un treillis.

Une fois les efforts sont calculés dans un nœud, on procède le calcul en isolant les autres nœuds et en écrivant les équations d'équilibre de ses nœuds. Il faut toujours choisir de façon qu'on n'ait jamais plus de deux efforts inconnus à déterminer, et on avance d'un nœud à un autre progressivement jusqu'au milieu du treillis. Cependant il faut au préalable calculer les réactions d'appui.

Le treillis ci-contre (Fig. IV.1) est symétriquement chargé sur tous ses nœuds par des charges P. verticales et égales. Les réactions d'appuis sont aussi verticales. La composante horizontale H_A de la réaction R_A est donc égale à 0 et H_U n'existe pas.

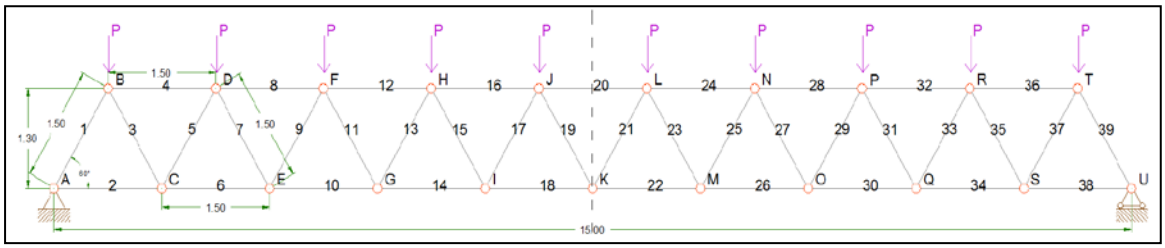


Fig. IV.1

D'après la symétrie, on a : $R_A = R_U$.

De l'équation $\sum Fy = 0$ on a :

$$R_A + R_U = 10\ P$$

D'où $$R_A = R_U = 5\ P.$$

Calcul des efforts dans les barres du treillis :

Pour écrire les équations d'équilibre $\sum Fx$ et $\sum Fy$, on doit chercher tout d'abord l'angle θ que les diagonales font avec l'horizontale. Dans notre cas, on a des triangles équilatéraux d'où tous les angles sont égaux à 60^o :

$\longrightarrow \cos\theta = 0,5$

$\longrightarrow \sin\theta = \frac{\sqrt{3}}{2}$

Nœud A:

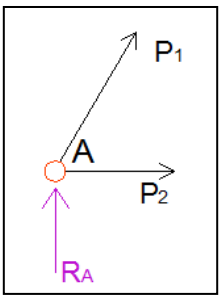


Fig. IV.2

❖ $\sum Fy = 0$

$R_A + P_1 \sin\theta = 0$

$P_1 = \frac{-R_A}{\sin\theta} = -5\ P\ \frac{2}{\sqrt{3}}$

$P_1 = -5,774.P$ daN (C)

❖ $\sum Fx = o$

$P_2 + P_1 \cos\theta = 0$

$= - 0,5.P_1P$

$P_2 = 2,887.P$ daN (T)

Nœud B :

❖ $\sum Fy = 0$

$-P + P_1 \sin\theta - P_3 \sin\theta = 0$

$P_3 = \frac{1}{\sin\theta}(-P + P_1 \sin\theta) = \frac{2}{\sqrt{3}}(-P + 54,77.P\sin\theta)$

$P_3 = 4,619.P$ daN (T)

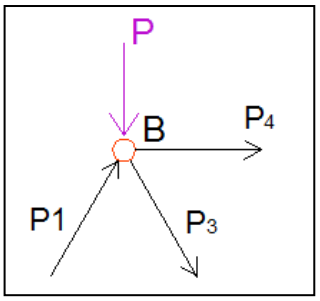


Fig. IV.3

❖ $\sum Fx = 0$

$P_1 \cos\theta + P_3 \cos\theta + P_4 = 0$

$P_4 = -P_1\ 0,5 - P_3\ 0,5$

$P_4 = -5,197.P$ (C)

Nœud C :

❖ $\sum Fy = 0$

$P_3 \sin\theta + P_5 \sin\theta = 0$

$P_5 = -P_3$

$P_5 = - 4,619.P$ (C)

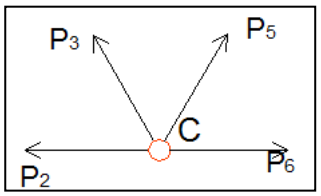


Fig. IV.4

❖ $\sum Fx = 0$

$- P_2 - P_3 \cos\theta + P_5 \cos\theta + P_6 = 0$

$P_6 = P_2 + P_3 \cos\theta + P_5 \cos\theta$

$= 2,887.P + 4,619.P.0,5 - (- 4,619.P.0,5)$

$P_6 = 7,506P$ (T)

Nœud D :

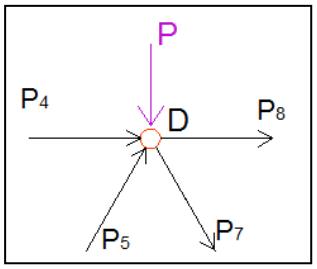


Fig. IV.5

❖ $\sum Fy = o$

$-P + P_5 \sin\theta - P_7 \sin\theta = 0$

$P_7 = \frac{2}{\sqrt{3}}(-P + P_5 \sin\theta)$

$= \frac{2}{\sqrt{3}}.P\ (-1 + 4{,}619.\ \frac{\sqrt{3}}{2})$

$P_7 = 3{,}014.P$ (C)

❖ $\sum Fx = o$

$P_4 + P_5 \cos\theta + P_7 \cos\theta + P_8 = 0$

$P_8 = -P_4 - P_5 \cos\theta - P_7 \cos\theta = 0$

$= -5{,}197.P - 4{,}619.P.\ 0{,}5 - 3{,}014.P.\ 0{,}5$

$P_8 = -\ 9{,}014.P$ (T)

Nœud E :

❖ $\sum Fy = 0$

$-P_7 \sin\theta + P_9 \sin\theta = 0$

$P_9 = -P_7$

$P_9 = -3{,}014.P$ (T)

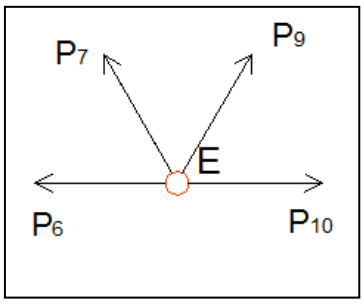


Fig. IV.6

❖ $\sum Fx = o$

$-P_6 - P_7 \cos\theta + P_9 \cos\theta + P_{10} = 0$

$P_{10} = P_6 + P_7 \cos\theta - P_9 \cos\theta$

$= 7{,}506.P + 3{,}014.P.\ 0{,}5 - (-\ 3{,}014.P.\ 0{,}5)$

$P_{10} = 10{,}52.P$ (C)

Nœud F :

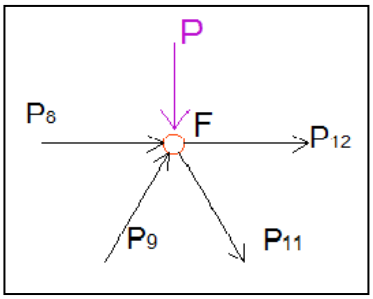


Fig. IV.7

❖ $\sum Fy = 0$

$-P + P_9 \sin\theta - P_{11} \sin\theta = 0$

$P_{11} = \frac{1}{\sin\theta}(-P + P_9 \sin\theta)$

$= \frac{2}{\sqrt{3}}(-P + 3{,}014.P\frac{\sqrt{3}}{2})$

$P_{11} = 1{,}86.P$ (C)

❖ $\sum Fx = o$

$P_8 + P_9 \cos\theta + P_{11} \cos\theta + P_{12} = 0$

$P_{12} = - P_8 - P_9 \cos\theta - P_{11} \cos\theta$

$= -9{,}014.P - 3{,}014.P\ 0{,}5 - 1{,}86.P\ 0{,}5$

$P_{12} = -11{,}451.P$ (T)

Nœud G :

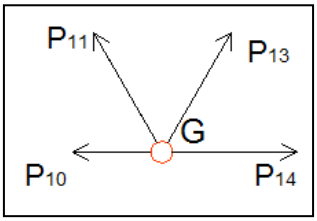


Fig. IV.8

❖ $\sum Fy = 0$

$P_{11} \sin\theta + P_{13} \sin\theta = 0$

$P_{13} = - P_{11}$

$P_{13} = -1{,}86.P$ (T)

❖ $\sum Fx = 0$

$-P_{10} - P_{11} \cos\theta + P_{13} \cos\theta + P_{14} = 0$

$P_{14} = P_{10} + P_{11} \cos\theta + P_{13} \cos\theta$

$= 10{,}52.P + 1{,}86.P\ 0{,}5 - (- 1{,}86.P\ 0{,}5)$

$P_{14} = 12{,}38.P$ (C)

Nœud H :

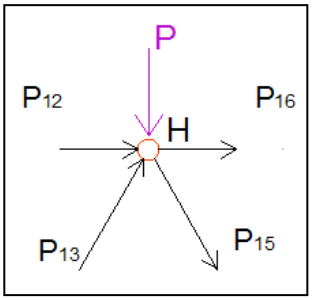


Fig. IV.9

❖ $\sum Fy = 0$

$-P + P_{13} \sin\theta - P_{15} \sin\theta = 0$

$P_{15} = \frac{1}{\sin\theta} (- P + P_{13} \sin\theta)$

$= \frac{2}{\sqrt{3}} P (-1 + 1{,}86.P \frac{\sqrt{3}}{2})$

$P_{15} = 1{,}155.P$ (C)

❖ $\sum Fx = o$

$P_{12} + P_{13} \cos\theta + P_{15} \cos\theta + P_{16} = 0$

$P_{16} = - P_{12} - P_{13} \cos\theta - P_{15} \cos\theta$

$= -11{,}451P - 1{,}86P\ 0{,}5 - 1{,}155P\ 0{,}5$

$P_{16} = -12{,}959.P$ (T)

Nœud I :

❖ $\sum Fy = 0$

$P_{15} \sin\theta + P_{17} \sin\theta = 0$

$P_{17} = - P_{15}$

$P_{17} = -1{,}155.P$ (T)

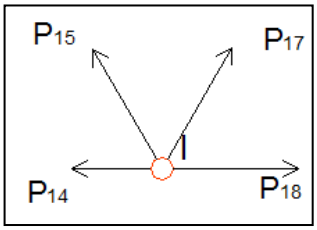


Fig. IV.10

❖ $\sum Fx = 0$

$-P_{14} - P_{15} \cos\theta + P_{17} \cos\theta + P_{18} = 0$

$P_{18} = P_{14} + P_{15} \cos\theta - P_{17} \cos\theta$

$= 12{,}38.P + 1{,}155.P\ 0{,}5 - (- 1{,}55.P\ 0{,}5)$

$P_{18} = 13{,}535.P$ (C)

Nœud J:

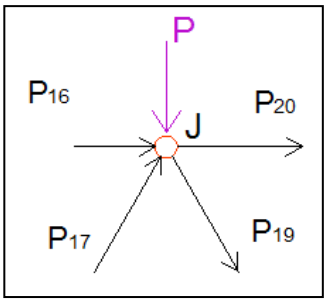


Fig. IV.11

❖ $\sum Fy = 0$

$-P + P_{17} \sin\theta - P_{19} \sin\theta = 0$

$P_{19} = \frac{1}{\sin\theta} (- P + P_{17} \sin\theta)$

$= \frac{2}{\sqrt{3}} P (-1 + 1{,}155.P \frac{\sqrt{3}}{2})$

$P_{19} = 2{,}995P10^{-4}.P$ (C)

❖ $\sum Fx = o$

$P_{16} + P_{17} \cos\theta + P_{19} \cos\theta + P_{20} = 0$

$P_{20} = - P_{16} - P_{17} \cos\theta - P_{19} \cos\theta$

$= -12{,}959.P - 1{,}155.P\ 0{,}5 - 2{,}995.P.10^{-4}.\ 0{,}5$

$P_{20} = -13{,}536.P$ (T)]

Nœud K :

❖ $\sum Fy = 0$

$P_{19} \sin\theta + P_{21} \sin\theta = 0$

$P_{21} = - P_{19}$

$P_{21} = -2{,}995P.10^{-4}.P$ (T)

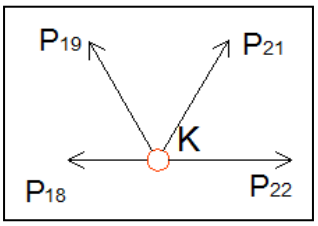


Fig. IV.12

❖ $\sum Fx = 0$

$-P_{18} - P_{19} \cos\theta + P_{21} \cos\theta + P_{22} = 0$

$P_{22} = P_{18} + P_{19} \cos\theta - P_{21} \cos\theta$

$= 13{,}535.P + 2{,}995.P.10^{-4}.\ 0{,}5 - (-2{,}995.P.10^{-4}.\ 0{,}5)$

$P_{22} = 13{,}535.P$ (C)

Nœud L :

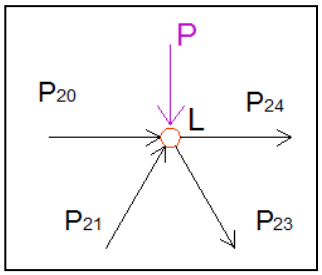


Fig. IV.13

❖ $\sum Fy = 0$

$-P + P_{21} \sin\theta - P_{23} \sin\theta = 0$

$P_{23} = \frac{1}{\sin\theta} (-P + P_{21} \sin\theta)$

$= \frac{2}{\sqrt{3}} P (-1 + 2{,}995P.10^{-4}.\frac{\sqrt{3}}{2})$

$P_{23} = -1.154.P$ (T)

❖ $\sum Fx = o$

$P_{20} + P_{21} \cos\theta + P_{23} \cos\theta + P_{24} = 0$

$P_{24} = - P_{20} - P_{21} \cos\theta - P_{23} \cos\theta$

$= -13{,}536.P - 2{,}995.10^{-4}.P\ 0{,}5 - (-1{,}154.P.0,\ 5)$

$P_{24} = -12{,}959.P$ (C)

A cause de la symétrie, les efforts dans les barres de la partie droite du treillis, seront égales aux efforts opposés de la partie gauche.

Vérifions les efforts au nœud M.

Nœud M :

❖ $\sum Fy = 0$

$-P_{23} \sin\theta + P_{25} \sin\theta = 0$

$P_{25} = P_{23}$

$P_{25} = 1{,}154.P$ (T)

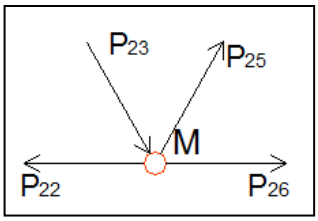


Fig. IV.14

❖ $\sum Fx = 0$

$-P_{22} + P_{23} \cos\theta + P_{25} \cos\theta + P_{26} = 0$

$P_{26} = P_{22} - P_{23} \cos\theta - P_{25} \cos\theta$

$= 13{,}535.P - 1{,}154.P.\ 0{,}5 - 1{,}154.P.0{,}5$

$P_{26} = 12{,}381.P$ (T)

Les efforts dans les barres sont vérifiés par symétrie.

IV.2. Méthodes des Coupes ou de Sections (Méthode de Ritter)

Cette méthode consiste à couper le treillis (Fig. IV.15) en deux parties par une section qui coupe les barres dont on veut déterminer les efforts.

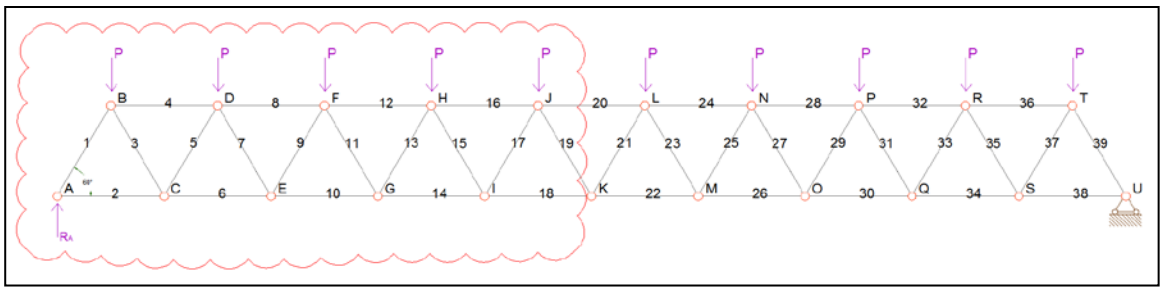


Fig. IV.15

La partie à gauche de la section sera isolée, les efforts inconnus seront supposés extérieurs, (Fig. IV.16). La figure suivante montre comment les efforts dans les barres 18, 19 et 20 seront supposés après la coupe. On calcule ensuite les efforts inconnus par les trois équations de l'équilibre de la statique (∑Fy, ∑Fx, ∑M).

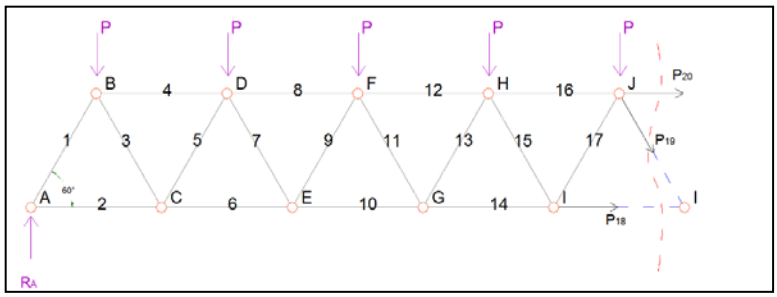


Fig. IV.16

Pour cela la meilleure coupe est celle qui ne sectionne que 3 barres, puisqu'on n'a que trois équations.

C'est pourquoi que cette méthode est plus avantageuse que celle des nœuds, parce que nous sommes capables de calculer une barre particulière, directement sans être obligée de calculer les efforts dans toutes les barres précédentes.

Pour les efforts connus, on utilise leurs sens, tandis que les efforts inconnus seront supposés en traction. Après que les équations d'équilibre sont écrites et les résultats des efforts est bien clair, l'effort qui a le signe positif est donc en traction et le négatif en compression.

Reprenons notre treillis, pour recalculer et vérifier les efforts dans les barres.

Vérifions les efforts dans les barres 4, 5 et 6 :

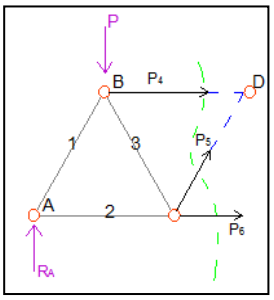


Fig. IV.17

- $\sum Fy = 0$

$-P + P_5 \sin\theta + R_A = 0$

$P_5 \sin\theta = P - 5.P = P - 5.P = -4.P$

$P_5 = -4 \dfrac{2}{\sqrt{3}} P$

$P_5 = -4{,}619.P$ (C)

- $\sum M_D = 0$

$-P.1{,}5 - P_6.1{,}3 + R_A.2{,}25 = 0$

$P_6 = \dfrac{1}{1{,}3}(5.P.2{,}25 - 1{,}5.P)$

$P_6 = 7{,}5.P$ (T)

- $\sum F_x = 0$

$P_4 + P_5 \cos\theta + P_6 = 0$

$P_4 = -P_6 - P_5 \cos\theta$

$= -7{,}5.P - (-4{,}619.P).0{,}5 = -5{,}1905.P$

$P_4 = -5{,}191.P$ (C)

Vérifions les efforts dans les barres 6, 7 et 8 :

❖ $\sum Fy = 0$

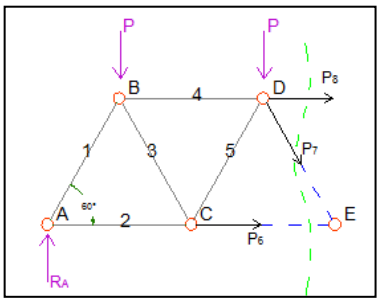


Fig. IV.18

$-P - P + R_A + P_7 \sin\theta = 0$

$$P_7 = \frac{2}{\sqrt{3}}.3P$$

$P_7 = 4{,}464.P$ (T)

❖ $\sum M_E = 0$

$R_A.3 + P_8.1{,}3 - 0{,}75.P - 2{,}25.P = 0$

$$P_8 = \frac{-12}{1{,}3}.P$$

$P_8 = -9{,}231.P$ (C)

❖ $\sum F_x = 0$

$P_8 + P_7 \cos\theta + P_6 = 0$

$P_6 = -P_8 - P_7 \cos\theta$

$= -(-9{,}231.P) - (3{,}464.P).0{,}5 = 7{,}499.P$

$P_6 = 7{,}5.P$ (T)

Vérifions les efforts dans les barres 14, 15 et 16 :

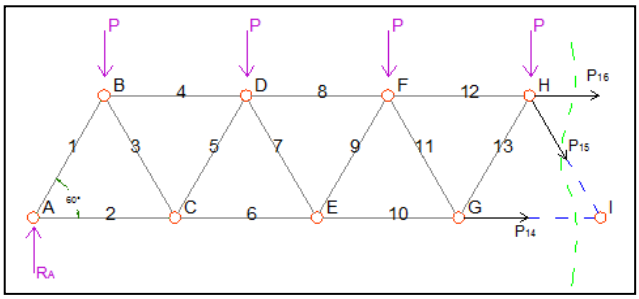


Fig. IV.19

❖ $\sum Fy = 0$

$-4P + R_A - P_{15} \sin\theta = 0$

$-P_4 + 5P = P_{15}.\frac{\sqrt{3}}{2}$

$P_{15} = \frac{2}{\sqrt{3}}P = 1{,}1547.P$

$P_{15} = 1{,}155.P$ (T)

❖ $\sum M_I = 0$

$-0{,}75 - 2{,}25.P - 3{,}75.P - 5{,}25.P + 6.R_A + 1{,}3.P_{16} = 0$

$P_{16} = \frac{-18}{1{,}3}.P = -13{,}8461.P$

$P_{16} = -13{,}846.P$ (C)

❖ $\sum F_x = 0$

$P_{14} + P_{14} \cos\theta + P_{16} = 0$

$P_{14} = -(-13{,}846.P) - (1{,}155.P).0{,}5 = (14{,}846 - 0{,}5775)P$

$P_{14} = 13{,}269.P$ (T)

Vérifions les efforts dans les barres 18, 19 et 20 :

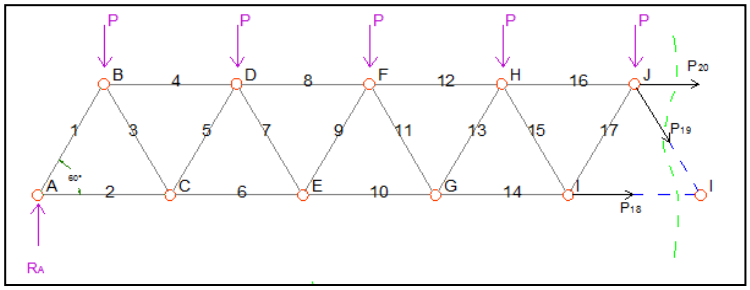


Fig. IV.20

❖ $\sum Fy = 0$

$-5P + R_A - P_{19} \sin\theta = 0$

$P_{19} = 0$

❖ $\sum M_K = 0$

$-0{,}75.P - 2{,}25.P - 3{,}75.P - 5{,}25.P - 6{,}75.P + 7{,}5.5.P + 1{,}3.P_{20} = 0$

$$-P_{20} = \frac{1}{1{,}3}.(18{,}75 - 37{,}5)P = \frac{-18{,}75}{1{,}3}.P$$

$P_{20} = -14{,}423.P$ (C)

❖ $\sum F_x = 0$

$P_{20} + P_{19} \cos\theta + P_{18} = 0$

$P_{18} = -P_{20}$

$P_{18} = 14{,}423.P$ (T)

Vérifions les efforts dans les barres 2, 3 et 4 :

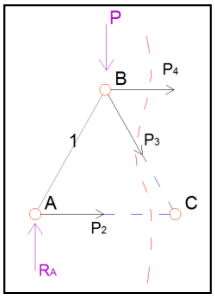


Fig. IV.21

❖ $\sum Fy = 0$

$-P + R_A - P_3 \sin\theta = 0$

$P_3 \sin\theta = -P + 5P = 4P$

$$P_3 = \frac{2}{\sqrt{3}}.(4P) = 4{,}6188.P$$

$P_3 = 4{,}619.P$ (T)

❖ $\sum M_C = 0$

$-0,75 + 1,5.R_A + 1,3.P_4 = 0$

$1,3.P_4 = 0,75.P - 1,5.5.P = -6,75.P$

$P_4 = \frac{-6,75}{1,3}.P = -5,1923.P$

$P_4 = -5,192.P$ (C)

❖ $\sum F_x = 0$

$P_2 + P_3 \cos\theta + P_4 = 0$

$P_2 = -P_4 - P_3 \cos\theta = -(-5,192P) - (4,619.P).0,5$

$= 2,8825.P$

$P_2 = 2,882.P$ (T)

Vérifions les efforts dans les barres 1 et 2:

❖ $\sum Fy = 0$

$P_1 \sin\theta + R_A = 0$

$P_1 = \frac{R_A}{\sin\theta} = \frac{2}{\sqrt{3}}.5.P = -5,7735.P$

$P_1 = -5,774.P$ (C)

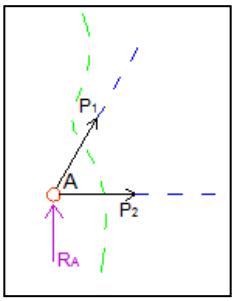


Fig. IV.22

❖ $\sum F_x = 0$

$P_1 \cos\theta + P_2 = 0$

$P_2 = 2,887.P$ (T)

Vérifions les efforts dans les barres 8, 9 et 10 :

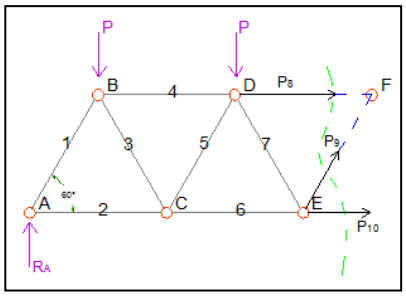


Fig. IV.23

❖ $\sum Fy = 0$

$-2P + R_A - P_9 \sin\theta = 0$

$-2P + 5P = -P_9.\sin\theta$

$P_9 = -3{,}464.P$ (C)

❖ $\sum M_F = 0$

$-1{,}5 - 3.P + 3{,}75.R_A - 1{,}3.P_{10} = 0$

$1{,}3.P_{10} = -4.5.P + 18{,}75.P$

$P_{10} = 10{,}962.P$ (T)

❖ $\sum F_x = 0$

$P_8 + P_9 \cos\theta + P_{10} = 0$

$P_8 = -P_9 \cos\theta - P_{10}$

$P_8 = -9{,}23.P$ (C)

Vérifions les efforts dans les barres 10, 11 et 12 :

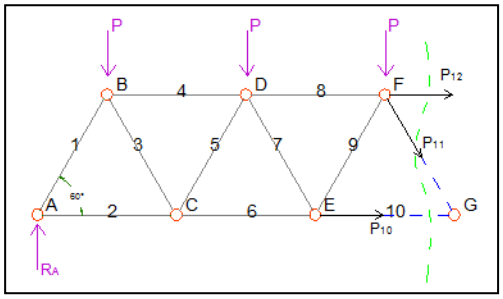


Fig. IV.24

❖ $\sum Fy = 0$

$-3P + R_A - P_{11} \sin\theta = 0$

$P_{11} \sin\theta = -3.P + 5.P$

$P_{11} = \frac{2}{\sqrt{3}}.2.P = 2{,}3094.P$

$P_{11} = 2{,}309.P$ (T)

❖ $\sum M_E = 0$

$-0{,}75.P - 2{,}25.P - 3{,}75.P - 4{,}5.R_A + 1{,}3.P_{12} = 0$

$1{,}3.P_{12} = 6{,}75.P - 4{,}5.5.P$

$P_{12} = -12{,}115.P$ (C)

❖ $\sum F_x = 0$

$P_{10} + P_{11}\cos\theta + P_{12} = 0$

$P_{10} = -P_{12} - P_{11}\cos\theta$

$P_{10} = 10,619.P$ (T)

Vérifions les efforts dans les barres 12, 13 et 14 :

❖ $\sum Fy = 0$

$-3P + R_A - P_{13}\sin\theta = 0$

$P_{13} = -2{,}309.P$ (C)

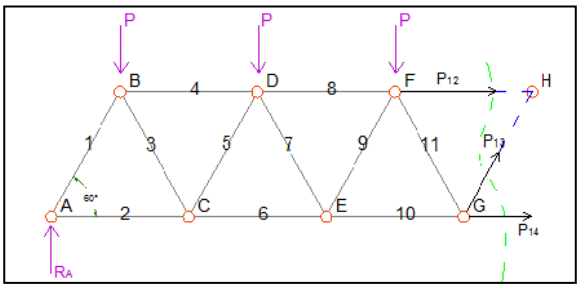


Fig. IV.25

Vérifions les efforts dans les barres 16, 17 et 18 :

❖ $\sum Fy = 0$

$-4P + R_A - P_{17}\sin\theta = 0$

$P_{17}\sin\theta = 4.P - 5.P$

$P_{17} = -1{,}155.P$ (C)

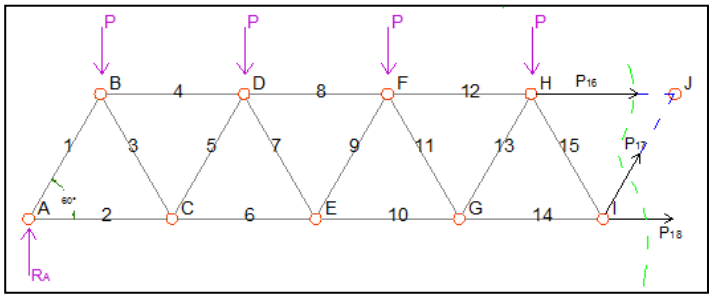


Fig. IV.26

Le tableau IV.1 montre les efforts cherchés par la méthode des nœuds, par la méthode des coupes et celles chercher par le logiciel « Robot ».

Bar	Node	Case	FX (kN)	Methode des Noeuds	Methode des Coupes
1	1	1	-5.77	-5,774	-5.77
2	1	1	2.88	2,887	2.882
3	12	1	4.62	4,619	4.619
4	12	1	-5.19	-5,1965	-5.191
5	2	1	-4.62	-4,619	-4.619
6	2	1	7.5	7,506	7.5
7	3	1	3.46	3,014	3.464
8	13	1	-9.23	-9,014	-9.231
9	14	1	-3.46	-3,014	-3.464
10	3	1	10.96	10,52	10.962
11	14	1	2.31	1,86	2.309
12	14	1	-12.12	-11,451	-12.115
13	15	1	-2.31	-1,86	-2.309
14	4	1	13.27	12,38	13.269
15	15	1	1.15	1,155	1.155
16	15	1	-13.85	-12,959	-13.846
17	16	1	-1.15	-1,155	-1.155
18	5	1	14.42	13,535	14.423
19	6	1	0	$2,99510^{-4}$	0
20	16	1	-14.42	-13,536	-14.423
21	17	1	0	$2,99510^{-4}$	0
22	6	1	14.42	13,535	14.423
23	7	1	-1.15	-1.154	-1.155
24	17	1	-13.85	-12,959	-13.846
25	18	1	1.15	1,155	1.155
26	7	1	13.27	12,38	13.269
27	18	1	-2.31	-1,86	-2.309
28	18	1	-12.12	-11,451	-12.115
29	19	1	2.31	1,86	2.309
30	9	1	10.96	10,52	10.962
31	19	1	-3.46	-3,014	-3.464
32	19	1	-9.23	-9,014	-9.231
33	20	1	3.46	3,014	3.464
34	9	1	7.5	7,506	7.5
35	20	1	-4.62	-4,619	-4.619
36	20	1	-5.19	-5,1965	-5.191
37	10	1	4.62	4,619	4.619
38	10	1	2.88	2,887	2.882
39	21	1	-5.77	-5,774	-5.77

Tableau IV.1

Ses deux méthodes ont pour but de déduire les efforts dans les barres de n'importe quels treillis. Leur résultats est presque les mêmes, mais après l'analyse qu'on a vécu, on peut constater que la méthode des coupes est plus favorables avec notre méthode de travail qui consiste de chercher les résultats avec le logiciel «Robot ».

V –Détermination des Sections

V.1 Détermination des sections des pannes

Les pannes supportent la couverture, et sont disposées parallèlement les une aux autres à entraxes constants. Dans cette partie nous chercherons analytiquement les forces appliquées sur les pannes, qui sont en effet soumises à trois charges qui sont calculées dans la partie précédente :

- La charge dynamique du vent *« W ».*
  La charge «W» due au vent (pression ou succion) est une charge oblique, appliquée perpendiculairement au versant, donc parallèlement à l'âme de la panne.
  La charge permanente *« G»* de la couverture et des pannes qui est une charge verticale.

- La charge d'exploitation *« Q »* qui est une charge verticale.

Note : Les deux charges G et Q sont supposées verticales parce qu'une pente faisant un angle de 2° avec l'horizontale est supposée négligeable.

Combinaisons des charges sur les pannes

$Q = 34\ daN/m2.$

$G = 12 + 6 = 18\ daN/m2.$

$Wn = 36\ daN/m2$, (c'est la charge la plus critique qu'on a cherché).

Trois combinaisons sont à déduire ; la plus défavorable sera prise en compte.

- $G - 1{,}75.Wn \rightarrow 18 - 1{,}75.36 = -45\ daN/m2.$
- $G + 1{,}75.Wn \rightarrow 18 + 1{,}75.36 = 81\ daN/m2.$
- $1{,}33.G + 1{,}5.Q \rightarrow 1{,}33.18 + 1{,}5.34 = 74{,}94$

  $\approx 75\ daN/m2.$

Donc la charge la plus défavorable à choisir et à tenir compte est :

$P = 81\ daN/m2.$

Comme on a déjà mentionné, en pratique, la meilleure distance en longueur entre les fermes en treillis est *6 m*. Cette distance est considérée tout en tenant compte des pannes. En largeur, nous sommes obligés de diviser les pannes sur les nœuds du treillis pour aboutir à des charges appliquées directement sur les nœuds et non pas sur les barres. Donc cette distance sera 1,5m (en général cette distance varie de 1 à 1,8m). Chaque panne supporte alors la charge répartie sur la largeur *1,5m* et tout au long de la longueur de *6m* comme le montre la figure V.1.

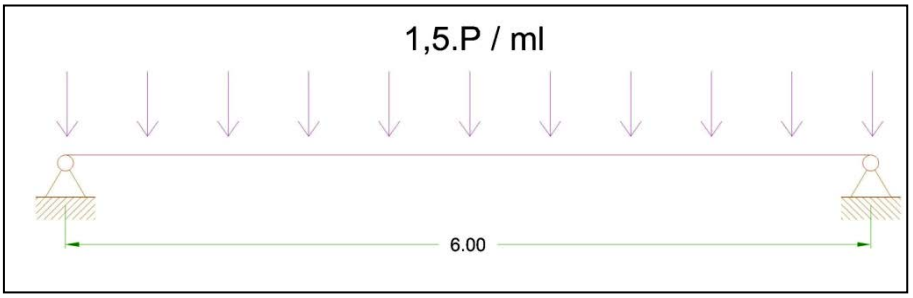


Fig. V.1

Multiplions la charge *P* par *1,5m* pour la transformer en *ml,* et pour aboutir à une poutre de longueur *6m* simplement appuyée sur ses extrémités avec une charge uniformément repartie de valeur *1,5.P.*

Une pente $\alpha = 2^{\circ}$ similaire à notre cas, peut être assimilée à une pente nulle. D'où on a le cas d'une flexion simple sous *My.*

La couverture étant posée en continuité, la charge linéique maximale sur les pannes, du fait de la réaction hyperstatique est :

$$1{,}25.P.1{,}5$$

$$= 151{,}875 \approx 152 \text{ daN/ml.}$$

Le moment maximal pour un tel cas est :

$$Mt = \frac{Pl^2}{8}$$

C'est le cas d'une poutre simplement appuyée sur ses 2 extrémités.

Alors

$$M_t = \frac{Pl^2}{8} = \frac{1{,}52.(6^2)}{8} = 6{,}84\ daN.m$$

Or

$$\sigma_{ad} > \frac{M_t}{\frac{I}{v}x}$$

$$\rightarrow \frac{I}{V} \geq \frac{M_t}{\sigma_{ad}} = \frac{6{,}84.10^3}{200} = 34{,}2\ cm^3$$

Donc la section des panes recommandée doit être supérieure à 34,2 cm^3. Ce qui correspond à une section en C montrée dans la figure V.2.

- Epaisseur $= 2\ mm$.
- Moment d'inertie $= 366\ cm^4$.
- $\frac{I}{V} = 36{,}6\ cm^3$.
- Poids $= 5\ Kg/ml$.

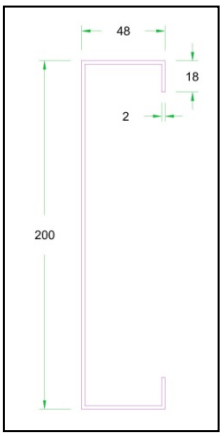


Fig. V.2

<u>Vérification de la flèche</u>

Il faut vérifier que:

$$y = \frac{5}{384}\ \frac{P_0 l4}{EI} \leq \frac{l}{200}$$

P_0 étant la charge globale « sèche », c'est à dire non pondéré.

Soit

P0 = 1,25 (G + Q) x 1,5

P0 = (12 + 6 + 34) x 1,875

P0 = 98 daN/ml.

D'où

$y = \frac{5}{384} \frac{P_0 l4}{EI} \leq \frac{l}{200}$

Donc $I \geq 200. \frac{5}{384} \frac{P_0 l3}{E}$

$I \geq \frac{200.5.0,98.600^3}{384.2.10^6}$

$= 275,625$

$\approx 275\ cm^4$.

La panne choisit ayant *I = 366 cm4 > 276 cm4.*

Donc elle est acceptable.

V.2. Calcul des charges critiques dans les barres

Toutes les barres du treillis sont soumises à des forces de traction, ou de compression. Comme on a déjà étudié, toutes les barres inferieures sont tendues, tandis que les supérieures sont comprimées.

Nous chercherons dans ce qui suit les sections des membrures et nous s'intéressons que toutes les barres auront la même section pour des raisons esthétiques et de plus pour faciliter la production. Seule l'épaisseur du profil peut être réduite ou amplifiée pour vérifier les caractéristiques mécaniques recommandées.

Combinaison des charges sur les nœuds :

- La charge permanente « G » de la couverture, des pannes et du poids propre du treillis.

$G = (12 \,.1{,}5) + (5 \,.6) + (12 \,.6 \,.1{,}5)$

$= 18 + 30 + 108$

$= 156\ daN.$

En appliquant cette charge sur les nœuds du treillis à l'aide du logiciel « Robot », on peut chercher les efforts dans les barres qui sont montrés dans le tableau V.1 suivant :

Forces dans les barres en KN due à la charge G, d'après le Logiciel "Robot"

Barre	Noeud	FX (kN)
1	1	-9.93
2	1	4.96
3	12	8.05
4	12	-8.98
5	2	-7.95
6	3	12.96
7	3	6.05
8	14	-15.98
9	14	-5.95
10	3	18.95
11	14	4.05
12	14	-20.98
13	15	-3.95
14	4	22.95
15	15	2.05
16	15	-23.97
17	16	-1.95
18	6	24.95
19	6	0.05
20	16	-24.97

Barre	Noeud	FX (kN)
21	17	0.05
22	6	24.95
23	7	-1.95
24	17	-23.97
25	18	2.05
26	7	22.95
27	18	-3.95
28	18	-20.98
29	8	4.05
30	9	18.95
31	9	-5.95
32	19	-15.98
33	9	6.05
34	9	12.96
35	10	-7.95
36	20	-8.98
37	21	8.05
38	10	4.96
39	21	-9.93

Tableau V.1

❖ La charge d'exploitation « Q »

$Q = 34 . 1{,}5 . 6$

$= 306\ daN.$

Le même procédure est appliqué pour chercher les efforts dans les barres, à travers le logiciel on a chercher les efforts dans les barres en appliquant la charge Q sur chaque nœud. Le tableau V.2 montre ses efforts.

Forces dans les barres en KN due à la charge Q, d'après le Logiciel "Robot"

Barre	Noeud	FX (kN)
1	1	-17.66
2	2	8.83
3	12	14.13
4	13	-15.89
5	2	-14.13
6	3	22.95
7	3	10.6
8	13	-28.25
9	14	-10.6
10	3	33.54
11	14	7.07
12	14	-37.07
13	15	-7.07
14	4	40.6
15	15	3.53
16	15	-42.37
17	5	-3.53
18	5	44.13
19	16	0
20	16	-44.13

Barre	Noeud	FX (kN)
21	6	0
22	6	44.13
23	17	-3.53
24	17	-42.37
25	7	3.53
26	7	40.6
27	8	-7.07
28	18	-37.07
29	8	7.07
30	9	33.54
31	19	-10.6
32	20	-28.25
33	20	10.6
34	10	22.95
35	20	-14.13
36	21	-15.89
37	10	14.13
38	11	8.83
39	11	-17.66

Tableau V.2

- La charge dynamique du vent *« W »*.

  Les charges *«W»* sur tous les nœuds dues au vent (pression ou succion) sont mentionnées dans le tableau V.3.

Valeurs de la charge Wn sur les nœuds du Treillis

La valeur de Wn est celle cherchée dans la partie III.2 et multipliée par (1,5 x 6 m.)

X (m.)	**Wn** (daN)
0	324
1.5	291.6
3	259.2
4.5	226.8
6	194.4
7.5	162
9	129.6
10.5	97.2
12	64.8
13.5	32.4
15	0

Tableau V.3

Ses charges seront maintenant utilisées pour analyser le treillis avec le logiciel. Alors que les nœuds seront soumis simultanément aux forces montrées dans le tableau V.3. Les résultats de cette analyse sont montrés dans le tableau V.4.-a pour le vent Wn1 (pression) et le tableau V.4 – b pour le vent Wn2 (succion).

Forces dans les barres en KN due à la charge Wn1 d'après le Logiciel "Robot"

Barre	Noeud	FX (kN)
1	1	-13.37
2	2	6.68
3	12	9.63
4	13	-11.5
5	2	-9.63
6	3	16.31
7	3	6.26
8	14	-19.44
9	14	-6.26
10	4	22.57
11	14	3.27
12	15	-24.21
13	15	-3.27
14	5	25.84
15	15	0.65
16	16	-26.17
17	16	-0.65
18	6	26.5
19	6	-1.59
20	17	-25.7

Barre	Noeud	FX (kN)
21	17	1.59
22	7	24.91
23	7	-3.46
24	18	-23.18
25	18	3.46
26	8	21.45
27	18	-4.96
28	19	-18.98
29	19	4.96
30	8	16.5
31	19	-6.08
32	20	-13.46
33	20	6.08
34	10	10.42
35	20	-6.83
36	21	-7.01
37	10	6.83
38	10	3.6
39	11	-7.2

Tableau V.4 – a

Forces dans les barres en KN due à la charge Wn2 d'après le Logiciel "Robot"

Barre	Noeud	FX (kN)
1	1	13.11
2	2	-6.55
3	12	-9.65
4	13	11.37
5	2	9.65
6	3	-16.19
7	3	-6.28
8	14	19.33
9	14	6.28
10	4	-22.47
11	14	-3.29
12	15	24.11
13	4	3.29
14	4	-25.75
15	5	-0.67
16	15	26.09
17	5	0.67
18	5	-26.42
19	16	1.57
20	16	25.63

Barre	Noeud	FX (kN)
21	17	-1.57
22	6	-24.85
23	17	3.44
24	17	23.13
25	7	-3.44
26	7	-21.4
27	8	4.94
28	18	18.93
29	8	-4.94
30	9	-16.46
31	9	6.06
32	19	13.43
33	9	-6.06
34	9	-10.4
35	10	6.81
36	20	7
37	21	-6.81
38	10	-3.59
39	11	7.18

Tableau V.4 - b

Les mêmes combinaisons seront appliquées sur les nœuds comme sur les pannes. Les trois combinaisons sont montrées dans le tableau V.5. Les charges les plus critiques dans les barres du treillis sont désignées en gras.

Combinaisons des charges dans les barres du Treillis

		Effort dans chaque barre deduit du Robot				Combinaisons des Charges		
Barre	Node	Effort due à la charge G (kN)	Effort due à la charge Q (kN)	Effort due à la charge Wn1 (kN)	Effort due à la charge Wn2 (kN)	G + We 1 (KN)	G + We 2 (KN)	1.33G + 1.5Q (KN)
1	1	-9.93	-17.66	-13.37	13.11	-33	5	**-40**
2	1	4.96	8.83	6.68	-6.55	17	-3	**20**
3	12	8.05	14.13	9.63	-9.65	25	-3	**32**
4	12	-8.98	-15.89	-11.5	11.37	-29	4	**-36**
5	2	-7.95	-14.13	-9.63	9.65	-25	3	**-32**
6	3	12.96	22.95	16.31	-16.19	42	-5	**52**
7	3	6.05	10.6	6.26	-6.28	17	0	**24**
8	14	-15.98	-28.25	-19.44	19.33	-50	6	**-64**
9	14	-5.95	-10.6	-6.26	6.28	-17	0	**-24**
10	3	18.95	33.54	22.57	-22.47	58	-6	**76**
11	14	4.05	7.07	3.27	-3.29	10	1	**16**
12	14	-20.98	-37.07	-24.21	24.11	-63	5	**-84**
13	15	-3.95	-7.07	-3.27	3.29	-10	-1	**-16**
14	4	22.95	40.6	25.84	-25.75	68	-4	**91**
15	15	2.05	3.53	0.65	-0.67	3	2	**8**
16	15	-23.97	-42.37	-26.17	26.09	-70	3	**-95**
17	16	-1.95	-3.53	-0.65	0.67	-3	-2	**-8**
18	6	24.95	44.13	26.5	-26.42	71	-2	**99**
19	6	0.05	0	-1.59	1.57	-3	**3**	0
20	16	-24.97	-44.13	-25.7	25.63	-70	1	**-99**
21	17	0.05	0	1.59	-1.57	**3**	-3	0
22	6	24.95	44.13	24.91	-24.85	69	1	**99**
23	7	-1.95	-3.53	-3.46	3.44	-8	2	**-8**
24	17	-23.97	-42.37	-23.18	23.13	-65	-2	**-95**
25	18	2.05	3.53	3.46	-3.44	8	-2	**8**
26	7	22.95	40.6	21.45	-21.4	60	3	**91**
27	18	-3.95	-7.07	-4.96	4.94	-13	2	**-16**
28	18	-20.98	-37.07	-18.98	18.93	-54	-4	**-84**
29	8	4.05	7.07	4.96	-4.94	13	-2	**16**
30	9	18.95	33.54	16.5	-16.46	48	5	**76**
31	9	-5.95	-10.6	-6.08	6.06	-17	0	**-24**
32	19	-15.98	-28.25	-13.46	13.43	-40	-5	**-64**
33	9	6.05	10.6	6.08	-6.06	17	0	**24**
34	9	12.96	22.95	10.42	-10.4	31	5	**52**
35	10	-7.95	-14.13	-6.83	6.81	-20	-2	**-32**
36	20	-8.98	-15.89	-7.01	7	-21	-4	**-36**
37	21	8.05	14.13	6.83	-6.81	20	2	**32**
38	10	4.96	8.83	3.6	-3.59	11	3	**20**
39	21	-9.93	-17.66	-7.2	7.18	-23	-5	**-40**

Les lignes hachurées désignent les barres supérieures et inferieures, les lignes non hachurés désignent les diagonales

Tableau V.5

V.3. Détermination des sections des barres

Toutes les barres du treillis sont soumises à des forces de traction, ou de compression. Comme on a déjà étudié, toutes les barres inférieures sont tendues, tandis que les supérieures sont comprimées.

L'effort le plus défavorable dans les barres supérieures et inferieures sera pris en compte pour déterminer la section nécessaire du profil. Dans un premier temps, la section du profil sera déduite en appliquant le principe de traction. Puis on vérifiera la section choisie en compression. Si la vérification en compression n'est pas admise, on choisie une autre section et on vérifie une deuxième fois la compression. Se procédure sera appliqué encore sur les barres diagonales.

Pour **les barres supérieures et inférieures:**

- La force en traction la plus défavorable est celle de la barre 18 qui est égale à : *99 KN.*
- La force en compression la plus défavorable est celle de la barre 20 qui est égale à : - *99 KN*.

En traction :

$$\sigma = \frac{F}{S}$$

$$\rightarrow s = \frac{F}{\sigma} = \frac{P_{interne\ de\ la\ barre}}{\sigma_{admissible}}$$

$$= \frac{99.10^2}{20} = 495\ mm^2$$

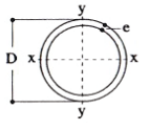
$$= 4{,}95\ cm^2$$

Les tubes circulaires convenables et leurs caractéristiques mécaniques sont déduits du tableau V.6. D'où les sections nécessaires sont :

Société CHEDID & AYOUB & Co. s.a.r.l.

Ayoub & Chedid

Tél.: 493650 - 494592/0 - 486338/39/40 - Fax: 01 510306



D = diamètre extérieur
القطر الخارجي
e = épaisseur
سماكة الانبوب

قساطل مزيبقة

(Tube galvanisés en Inch)

Dimension en Inch	Désignation سماكة × قطر D x e mm	Poids الوزن Kg/m		مساحة Section	مواصفات هندسية Caractéristiques rapportées à l'axe neutre				
		مع قلاوز Bout Vissé	بدون قلاوز Bout non Vissé	S cm^2	Ix = Iy cm^4	ηx = hy cm	ρx = rv cm	Sx cm^3	sx cm
1/2	21.1 x 1.9	0.90	0.89	1.15	0.53	0.51	0.68	0.35	1.52
3/4	26.7 x 2.1	1.26	1.25	1.62	1.24	0.93	0.87	0.64	1.94
1	33.0 x 2.3	1.75	1.74	2.22	2.63	1.59	1.09	1.09	2.42
1 1/4	41.8 x 2.3	2.26	2.23	2.85	5.59	2.67	1.40	1.80	3.11
1 1/2	47.7 x 2.5	2.81	2.77	3.55	9.09	3.81	1.60	2.56	3.56
2	59.9 x 2.6	3.72	3.66	4.68	19.20	6.43	2.03	4.27	4.51
2 1/2	75.1 x 2.9	5.26	5.14	6.58	42.90	11.43	2.55	7.56	5.68
3	88.0 x 2.9	6.23	6.06	7.75	70.30	15.97	3.01	10.50	6.69
4	113.1 x 3.2	8.95	8.66	11.05	167.00	29.52	3.89	19.33	8.64
5	140.6 x 4.5	15.50	15.00	19.24	446.00	63.44	4.81	41.69	10.70
6	166.1 x 4.5	18.42	17.82	22.85	746.00	89.87	5.72	58.77	12.70
8	217.3 x 5.3	28.86	27.58	35.30	1984.00	182.64	7.50	119.13	16.66

* Attention aux unités.

Les définitions manquantes des symboles sont données à la page 2.

Page 39

Tableau V.6

Tube 75,1 x 2,9 $mm.$ $A = 6{,}58\ cm^2$ $I_x = I_y = 42{,}9\ cm^4$ $5{,}14\ Kg/m.$

Ou

Tube 88 x 2,9 $mm.$ $A = 7{,}75\ cm^2$ $I_x = I_y = 70{,}3\ cm^4$ $6{,}06\ Kg/ml$

<u>En Compression</u>

Il faut vérifier les traçons de membrures au flambement. En principe, les longueurs de flambements à prendre en compte pour justifier la stabilité des barres comprimées dans le plan des poutres en treillis sont des longueurs d'épure entre nœuds de triangulation : ce choix est cohérant avec une hypothèse de liaisons purement articulées entre les barres. En pratique, les assemblages créent des liaisons au moins semi-encastrées qui à la fois occasionnent les moments secondaires et autorisent une certaine réduction de la longueur de flambement. Sous réserve que les barres de treillis soient attachées à leurs extrémités par au moins deux boulons ordinaires et à a fortiori pour les modes d'assemblages plus rigides comme la soudure.

Les codes permettent de considérer, dans le plan de la poutre des longueurs de flambement égales à 0,9 fois la longueur d'épure pour les membrures, et à 0,8 fois la longueur d'épure pour les barres de treillis.

Dans le cas particulier des poutres en treillis constituées de profils creux soudés avec découpes d'intersection, la rigidité des assemblages et les inerties de torsion élevées des sections fermées autorisent des réductions plus importantes des longueurs de flambement, y compris pour l'instabilité dans la direction perpendiculaire au plan de la poutre. L'annexe K de l'Euro code 3 prévoit pour les deux directions flambements, 0,9 fois les longueurs d'épure pour les membrures et 0,75 fois la longueur d'épure pour les barres de treillis.

Flambement dans le plan de la poutre :

La contrainte critique d'Euler :

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

E: *module de Young* $=$ 210 0000 MPa.

λ: *l'élancement maximal.*

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l.k}{i}$$

l_0 : *longueur initiale de la barre*.

i : *rayon de giration minimal*.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I : Inertie minimale.

A: Section droite de la poutre.

Donc

- Lorsque $\sigma_k > \sigma_e$ aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient pour $\sigma = \sigma_e$
- Lorsque$\sigma_k < \sigma_e$, il y a ruine par flambement lors que $\sigma = \sigma_k$

Donc, Il faut vérifier la section choisie avec la méthode déjà décrite:

Pour le tube $75{,}1\ x\ 2{,}9\ mm.$

Le rayon de giration $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$

$$= \sqrt{\frac{42{,}9}{6{,}58}}$$

$$= 2{,}55\ cm = 25{,}5\ mm.$$

L'élancement $\lambda = \frac{KL}{i}$

$$k = 0{,}9$$

$$L = 1{,}5$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{0{,}9\ .150}{2{,}55}$$

$$= 52{,}94$$

La contrainte critique d'Euler σ_k

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{(3.1416)^2.210000}{(52{,}94)^2}$$

$$= 739{,}52\ MPa > 200\ MPa$$

Puisque $\sigma_k > \sigma_e$, la section est alors vérifiée, si non il faut choisir une section plus grande et revérifié la constante critique.

Pour **les barres diagonales**

- La force en traction la plus défavorable est celle de la barre 3 qui est égale à : $32\ KN$.
- La force en compression la plus défavorable est celle de la barre 1 qui est égale à : $-40\ KN$.

❖ En traction :

$$\sigma = \frac{F}{S}$$

➔ $$S = \frac{F}{\sigma} = \frac{P_{interne\ de\ la\ barre}}{\sigma_{admissible}}$$

$$= \frac{40.10^2}{20} = 200\ mm^2$$

$$= 2\ cm^2$$

Les tubes circulaires convenables et leurs caractéristiques mécaniques sont déduits du tableau V.6. D'où les sections nécessaires sont :

Tube $33\ x\ 2{,}3\ mm.$ $A = 2{,}22\ cm^2$ $I_x = I_y = 2{,}63\ cm^4$ $1{,}74\ Kg/m.$

Ou

Tube $41{,}8\ x\ 2{,}3\ mm.$ $A = 2{,}85\ cm^2$ $I_x = I_y = 5{,}59\ cm^4$ $2{,}23\ Kg/ml$

Vérification des sections au flambement :

➢ Pour le tube $33\ x\ 2{,}3\ mm.$

Le rayon de giration $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$

$$= \sqrt{\frac{2{,}63}{2{,}22}}$$

$$= 1{,}088\ cm = 10{,}88\ mm.$$

L'élancement $\lambda = \frac{KL}{i}$

$$k = 0{,}8$$

$$L = 1{,}5$$

➔ $\lambda = \frac{0{,}8 \,.150}{1{,}088}$

$$= 110{,}29$$

La contrainte critique d'Euler σ_k

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{(3.1416)^2.210000}{(110{,}29)^2}$$

$$= 170{,}39\ MPa < 200\ MPa$$

Puisque $\sigma_k < \sigma_e$, la section n'est pas alors vérifiée, il faut revérifier la constante critique d'Euler avec le deuxième choix.

- Pour le tube $41{,}8\ x\ 2{,}3\ mm$.

Le rayon de giration $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$

$$= \sqrt{\frac{5{,}59}{2{,}85}}$$

$$= 1{,}4\ cm = 14\ mm.$$

L'élancement $\lambda = \frac{KL}{i}$

➔ $\lambda = \frac{0{,}8 \,.150}{1{,}4}$

$$= 85{,}71$$

La contrainte critique d'Euler σ_k

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{(3.1416)^2.210000}{(85{,}71)^2}$$

$$= 282{,}13\ MPa > 200\ MPa.$$

Puisque $\sigma_k > \sigma_e$, la section est alors admise.

Note: La flèche maximale du treillis est déterminée du logiciel. Elle est égale à 3,1cm. Cette valeur est plus petite que $\frac{L}{200}$ ($\frac{15\,00}{200} = 7{,}5cm.$)

Après l'analyse et le calcul déjà fait pour une toiture de longueur *60m.* et de largeur *15m.* composée d'un treillis plan de Warren avec des pannes de section en C et de couverture de « Sandwich Panel » de *50mm.* d'épaisseur. Dont les treillis sont espacés de *6m.* et les pannes à entraxes de *1,5m.* On peut dire que les sections nécessaires pour ce treillis sont comme suit :

- Tube circulaire galvanisé de diamètre $75{,}1mm.$ et d'épaisseur *2,9mm.* pour les barres supérieures et inférieures.
- Tube circulaire galvanisé de diamètre *41,8 mm.* et d'épaisseur *2,3mm.* pour les barres diagonales.

Il est préférable d'utilisé la même section pour toute les barres tout en réduisant ou amplifiant les épaisseurs des tubes choisis.

Etudions maintenant le cas d'un treillis spatial possédant les mêmes dimensions mais cette fois sans utilisé les pannes. Est qu'on est obligé par des poteaux tous les 6m. ? Et est ce que les sections des barres en général sont les mêmes que celle utilisées dans le treillis ci-dessus ?

VI –Étude d'un Treillis Spatial à l'aide du Logiciel « Robot »

VI.1. Détermination des sections des barres

Comme on a déjà décrit, un treillis spatial est très difficile à calculer ; et l'analyse se déroulera à l'aide d'un logiciel.

Le treillis spatial est constitué de deux éléments principaux : les barres et les nœuds. Dans se qui suit, nous chercherons les charges agissantes sur la même toiture étudiée dans les parties précédentes pour aboutir à une structure rigide.

Dans un premier temps, toute la structure sera dessinée sur le logiciel, et les charges seront appliquées sur le toute la surface tout en appliquant les trois combinaisons déterminées et calculées précédemment.

Les mêmes charges appliquées au treillis du Warren seront appliquées au treillis spatial ; mais on a quelques modifications au niveau de la charge permanente. La charge des pannes est maintenant éliminer parce que la couverture se rattache directement aux barres du treillis. Le poids propre de la structure n'est pas le même que celui du treillis plan, (le logiciel calculera cette charge, tout en tenant compte des sections utilisées).

Après qu'on cherchera les efforts dans les barres, les mêmes procédures seront appliqués pour déterminer les sections des barres soumises à une traction ou bien à une compression.

Le plan du projet entier est montré dans la figure VI.1. Cette structure sera rattachée à des colonnes en béton, qui sont la responsabilité du client. Les colonnes sont espacées de 12 mètres, et les barres du treillis sont égales tout au long de la structure. Chaque barre de longueur de 1,5 mètres, et sont reliées entre elles par un nœud développé par « Zaidan s.a.l. » montré dans la figure VI.2. La couverture formée de «Sandwich Panel » de 50mm. d'épaisseur sera rattachée aux barres à travers des crochets en U de diamètre 8 mm.

On calculera dans cette partie tout les efforts appliqués aux éléments de la structure : Barre, nœuds (toutes les pièces du nœud) et appuis. Et on cherchera toutes les sections nécessaires pour aboutir à une structure complète.

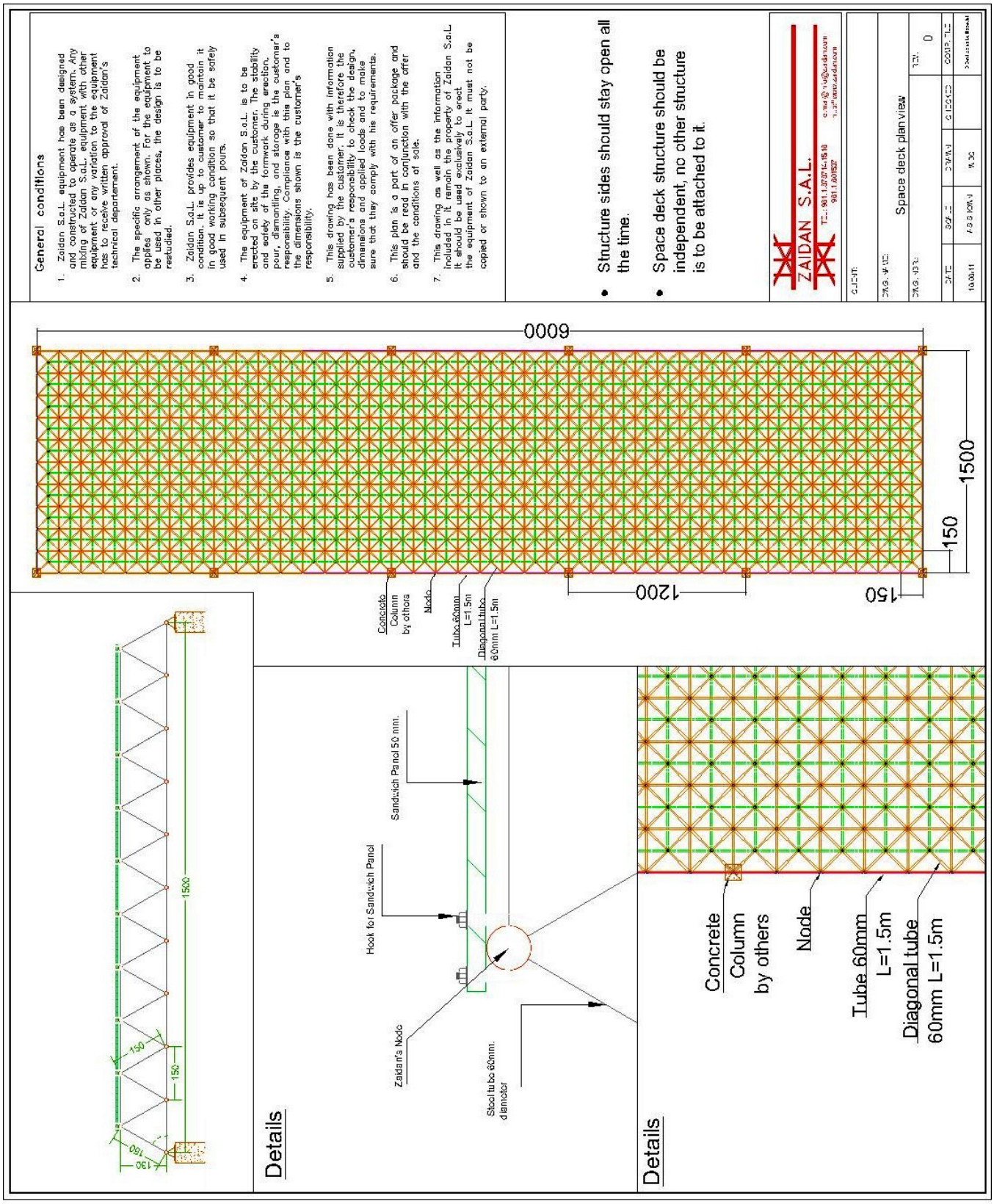

General conditions
1. Zaidan S.a.L. equipment has been designed and constructed to operate as a system. Any mixing of Zaidan S.a.L. equipment with other equipment or any variation to the equipment has to receive written approval of Zaidan's technical departement.
2. The specific arrangement of the equipment applies only as shown. For the equipment to be used in other places, the design is to be restudied.
3. Zaidan S.a.L. provides equipment in good condition. It is up to customer to maintain it in good working condition so that it be safely used in subsequent pours.
4. The equipment of Zaidan S.a.L. is to be erected on site by the customer. The stability and safety of the formwork during erection, pour, dismantling, and storage is the customer's responsibility. Compliance with this plan and to the dimensions shown is the customer's responsibility.
5. This drawing has been done with information supplied by the customer. It is therefore the customer's responsibility to check the design, dimensions and applied loads and to make sure that they comply with his requirements.
6. This plan is a part of an offer package and should be read in conjunction with the offer and the conditions of sale.
7. This drawing as well as the information included in it remain the property of Zaidan S.a.L. It should be used exclusively to erect the equipment of Zaidan S.a.L. It must not be copied or shown to an external party.
• Structure sides should stay open all the time.
• Space deck structure should be independent, no other structure is to be attached to it.
ZAIDAN S.A.L.
Space deck plan view
6000
1500
150
1200
Concrete Column by others
Node
Tube 60mm L=1.5m
Diagonal tube 60mm L=1.5m
Details
Sandwich Panel 50 mm.
Hook for Sandwich Panel
Zaidan's Node
Steel tube 60mm. diameter
Details
Concrete Column by others
Node
Tube 60mm L=1.5m
Diagonal tube 60mm L=1.5m

Fig. VI.1

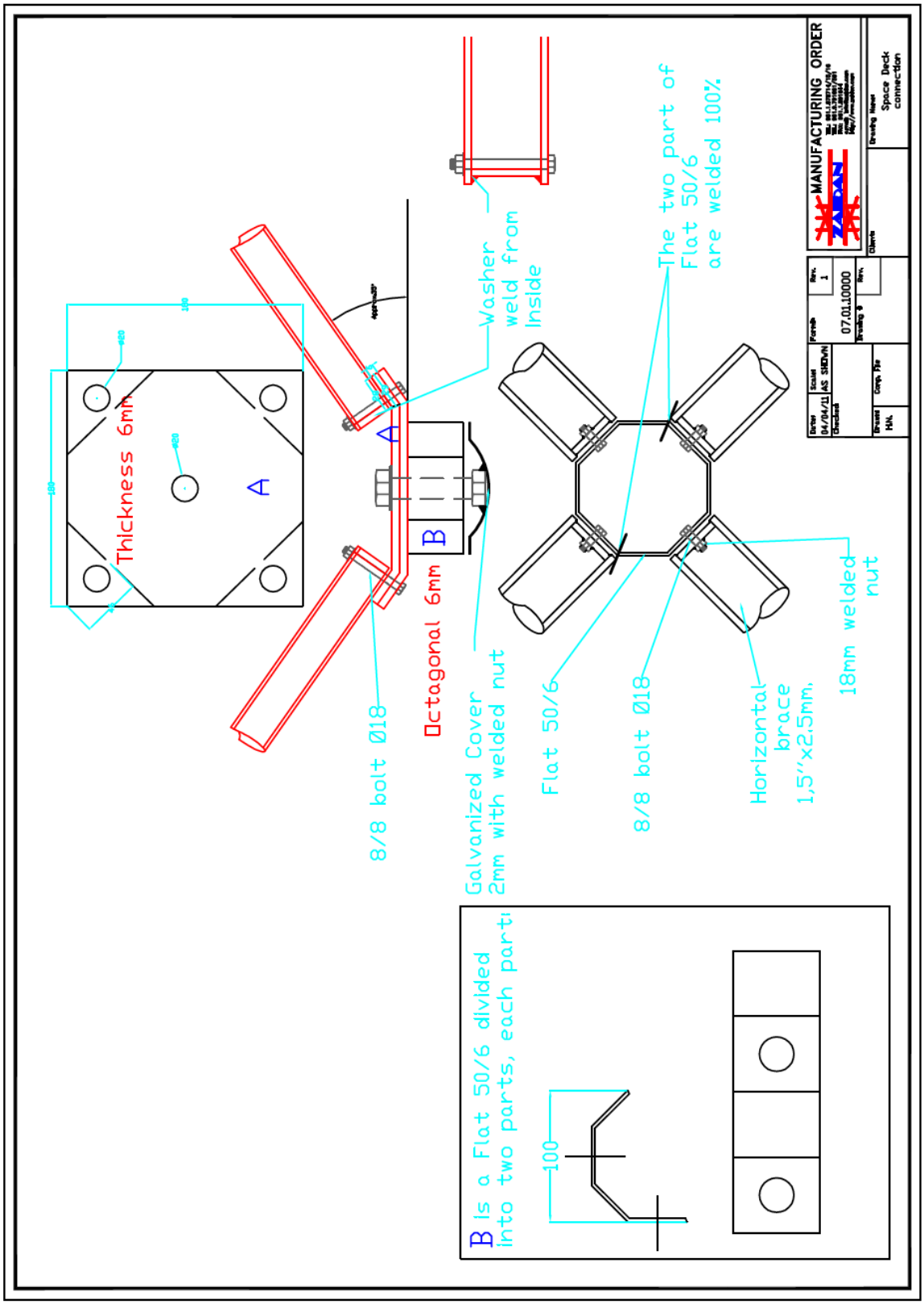

MANUFACTURING ORDER
Space Deck connection
07.01.10000
Thickness 6mm
A
B
Octagonal 6mm
Washer weld from Inside
The two part of Flat 50/6 are welded 100%
8/8 bolt Ø18
Galvanized Cover 2mm with welded nut
Flat 50/6
8/8 bolt Ø18
Horizontal brace 1,5''x2,5mm,
18mm welded nut
B is a Flat 50/6 divided into two parts, each part
100

Fig. VI.2

VI.2. Détermination des sections des barres

Les barres du treillis spatial sont similaires à celles du treillis plan. Elles sont soumises à des forces de traction, ou de compression.

Après l'analyse par le logiciel, on peut déduire que l'effort maximal dans les barres du treillis est égal à 47 KN, tableau VI.1

Charges critiques dans les barres

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
MAX	**-47.2**	-0.45	-0.12
Bar	2961	3289	3330
Node	795	825	869
Case	3 (C)	3 (C)	7 (C)
MIN	**33.31**	0.46	0.12
Bar	1005	312	3348
Node	259	38	890
Case	4 (C)	3 (C)	7 (C)

Tableau VI.1

Le même principe qu'on a utilisé précédemment, sera appliqué pour déterminer les sections du profil nécessaire :

Pour **les barres supérieures et inférieures:**

❖ En traction :

$$\sigma = \frac{F}{S}$$

➔ $$S = \frac{F}{\sigma} = \frac{P_{interne\ de\ la\ barre}}{\sigma_{admissible}}$$

$$= \frac{47.10^2}{20} = 235\ mm^2 = 2{,}35\ cm^2$$

Les tubes circulaires convenables et leurs caractéristiques mécaniques sont déduits du tableau V.6. D'où les sections nécessaires sont :

Tube $41{,}8\ x\ 2{,}3\ mm.$ $A\ =\ 2{,}85\ cm^2$ $I_x = I_y = 5{,}59\ cm^4$ $2{,}23\ Kg/ml$

Ou

Tube $47{,}7\ x\ 2{,}5\ mm.$ $A\ =\ 3{,}55\ cm^2$ $I_x = I_y = 9{,}09\ cm^4$ $2{,}77\ Kg/ml.$

Vérification des sections au flambement :

- Pour le tube $41{,}8\ x\ 2{,}3\ mm.$

Le rayon de giration $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$

$$= \sqrt{\frac{5{,}59}{2{,}85}}$$

$$= 1{,}400\ cm\ =\ 14\ mm.$$

L'élancement $\lambda = \frac{KL}{i}$

$$k\ =\ 0{,}9$$

$$L\ =\ 1{,}5$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{0{,}9\ .150}{1{,}4}$$

$$= 96{,}42$$

La contrainte critique d'Euler σ_k

$$\sigma_k\ =\ \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{(3.1416)^2.210000}{(96{,}42)^2}$$

$$= 222{,}93\ MPa > 200\ MPa$$

Puisque $\sigma_k > \sigma_e$, la section est vérifiée.

Pour **les barres diagonales**

Vérification des sections au flambement :

L'élancement $\lambda = \frac{KL}{i}$

$$k = 0{,}8$$

$$L = 1{,}5$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{0{,}8 \,.150}{1{,}4}$$

$$= 85{,}71$$

La contrainte critique d'Euler σ_k

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{(3.1416)^2.210000}{(85{,}71)^2}$$

$$= 282.13\ MPa > 200\ MPa$$

Puisque $\sigma_k > \sigma_e$, la section est alors admise.

VI.3. Détermination des caractéristiques des éléments du nœud

Dans cette partie, nous chercherons les caractéristiques des éléments du nœud, et on prend en considération les efforts tranchants qui peuvent être catastrophiques sur notre structure. Dont on a la charge maximale égale à 47 KN.

Les éléments que nous étudierons sont :

- Le fer plat d'épaisseur 6mm. avec 4 trous de diamètre de 19mm. et un trou intermédiaire de diamètre 20mm.
- Le boulon M18 8.8.
- Le soudage de l'élément B.

Pour **le fer plat :**

$$\boldsymbol{\sigma_{ad} = \frac{F_{dans\ la\ plaque}}{S_{plaque}}}$$

- σ_{ad} *est la contrainte admissible du fer qui est égale à 200 MPa.*
- *F est la force critique que la plaque peut supporter, exprimée en KN.*
- *S est la section nette de la plaque, exprimée en mm².*

D'où la force critique F que la plaque peut supporter est :

$$F = \sigma_{ad}.S$$

La section nette de la plaque est égale à :

S= (Longueur nette) x (épaisseur de la plaque) x (nombre des plaques)

= (21x2) x 6 x 1

= 252 mm².

➔

$$F = \frac{200\ x\ 252}{1000}$$

= 50,4 KN.

Donc l'effort maximal que la plaque peut supporter est égal à 50,4 KN > 47 KN.

Pour **le boulon M18 :**

La résistance des boulons au cisaillement, est calculée par l'équation suivante :

$$F_v = 0,6\ x\ f_{ub}\ x\ \frac{A_S}{\gamma_{Mb}}$$

- f_{ub} *: Résistance des boulons à la traction égale à 800 N/mm².*
- A_S *: Aire de la section résistance en traction du boulon si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon. La section du boulon est déduite du tableau VI.2.*
- γ_{Mb} *: Resistance des boulons au cisaillement égale à 1,25.*

Diamètre nominal du boulon *d* (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante A_s (mm²)	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau VI.2

D'où

$$F_v = 0,6\ x\ 800.10^{-3}\ x\ \frac{192}{1,25}$$

= 73,728

≈ 73 KN *> 47 KN.*

Pour **le soudage de l'élément B:**

Pour le soudage, il faut vérifier que :

$$N \leq \frac{a.\sum l.f_u}{\gamma_{Mw}.\beta_w.\sqrt{2}}$$

- *N: Effort pondéré appliqué à chaque cordon, supposé centré au milieu de la longueur du cordon.*
- *a : épaisseur utile ou gorge, distance minimale de la racine à la surface du cordon égale à 100mm.*
- γ_{Mw} *et* β *: Coefficient variables selon la nuance d'acier, déduits du tableau VI.3, égale à 1.*

Nuances d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$
f_y	f_u			
235 MPa	360 MPa	1,25	0,80	1,00
275 MPa	430 MPa	1,30	0,85	1,10
355 MPa	510 MPa	1,35	0,90	1,20

Tableau VI.3

D'où l'on tire :

$$N \leq \frac{\mathbf{4.100.360}}{\sqrt{\mathbf{2}}}$$

$$\leq 101\ KN.$$

Il convient cependant de verifier la contrainte de traction dans le fer plat.

$$\sigma = \frac{N}{s}$$

Avec S= 50x6 =100 mm^2.

$$= \frac{101}{300}$$

= 336 MPa > σ_e.

VI.4. Détermination des caractéristiques du tube.

Dans cette partie, nous chercherons les caractéristiques du tube ayant deux trous de 19mm. de diamètre et ayant une rondelle soudée à l'intérieure.

Les éléments que nous étudierons sont :

- Le tube perforé avec deux trous de 19mm de diamètre.
- Le soudage de la rondelle à l'intérieure du bout du tube.

Pour **le tube :**

Il faut vérifier que le tube peut résister contre les efforts critiques déduits dans les barres.

$\sigma = \frac{N_{dans\ le\ tube}}{S}$

Avec

S = A – (2 x diamètre du trou x épaisseur du tube)

= 285 – (2 x 19 x 2,3)

= 198 mm^2

D'où

$$N_T = \frac{200\ x\ 198}{1000}$$

= 39,6 KN $<$ *47 KN.*

Cette section n'est acceptable. Il faut choisir le second choix qu'on a déjà déterminé dans la partie VI.1, qui est le tube *47,7 x 2,5 mm*. Vérifions la force maximale qu'il peut supporter.

La section de ce tube avec les deux trous est :

S = 355 – 98.8

= 256,2 KN.

$$N_T = \frac{200\ x\ 256{,}2}{1000}$$

= 51,24 KN $>$ *47 KN.*

Pour **le soudage de la rondelle**

Le boulon prend place sur l'écrou qui est soudé sur la face intérieure de la rondelle. Qui est encore soudée tout au long de sa périphérie à l'intérieure du tube.

Il faut vérifier que le soudage est capable de supporter l'effort critique transmis par la barre, alors :

$$N \leq \frac{a.\sum l.f_u}{\gamma_{Mw}.\beta_w.\sqrt{2}}$$

L est égal à πD_i. Tel que D_i est le diamètre moyen du soudage qui est égale à 121,57mm.

$$\leq \frac{4\ x\ 121{,}57\ x\ 360}{\sqrt{2}}$$

$\leq$ 123,786 KN.

Cette valeur est supérieure que la force maximale dans les barres, donc le soudage est acceptable.

Après tout le calcul déjà fait, on peut confirmer qu'un nœud composé du fer plat de 6mm. d'épaisseur et d'un tube de diamètre égal à 47,7mm. et d'épaisseur de 2,5mm. et des boulons M18, comme le montre la figure VI.2; supporte toutes les charges transmises par la toiture recommandée.

Note :

La déflection maximale était déduite du Logiciel. Suivant la verticale, la flèche est égale à *0,3cm.* Cette flèche est plus petite que $\frac{L}{200}$. Et bien sure plus petite que la flèche du treillis de Warren étudié dans les parties précédentes qui est égale à 3,1cm.

VI.5. Détermination des caractéristiques des appuis.

La toiture prend place sur les colonnes en béton, qui sont espacées tout les 12 mètres. Après notre analyse logicielle, on a déduit les charges critiques appliquées aux appuis qui sont montrées dans le tableau VI.4.

Charges critiques aux appuix

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
MAX	**-67.26**	-64.94	-34.05
Node	785	785	795
Case	3 (C)	3 (C)	7 (C)
MIN	**67.26**	44.2	12.13
Node	795	259	869
Case	3 (C)	4 (C)	3 (C)

Tableau VI.4

Alors que les appuis doivent être estimés à résister contre l'effort critique qui est égale à 67,26 KN. La meilleure méthode pour les appuis est celle montrée dans la figure VI.3 (catalogue Zaidan s.a.l.) Parce que la charge sera divisée sur les trois pieds de l'appui, et le plus important, est qu'on peut ajuster la hauteur de la toiture au cours du montage.

Deux éléments seront calculés dans cette partie :

- L'appui en trois pieds.
- Les boulons fixant l'appui à la colonne en béton.

Pour **L'appui**

Le catalogue de notre société nous permis de déduire le meilleur appui, sans être obligée de recalculer toutes les charges en chaque barre et à la vis à filetage carré. La figure VI.3 montre le diagramme du « Tripod » qui est en général utilisé avec la colonne en treillis.

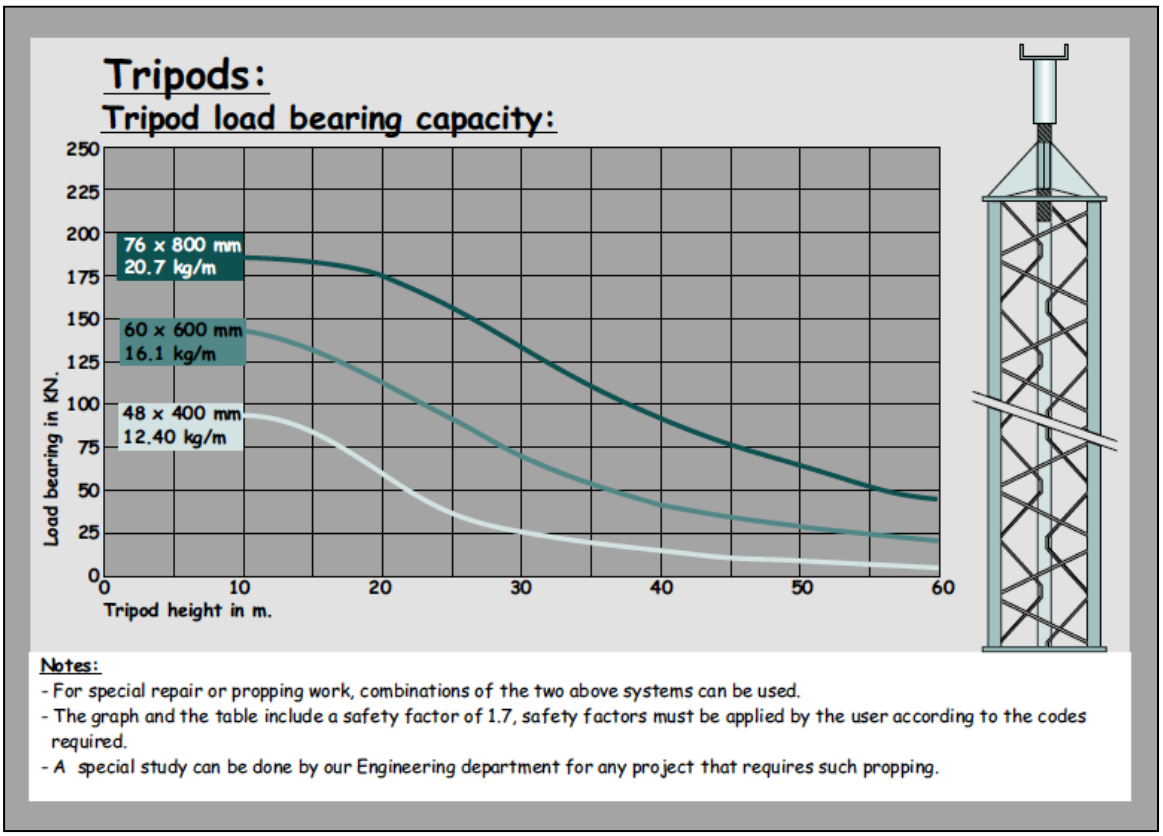


Fig. VI.3

Dans notre cas, seule la partie supérieure montrée dans la figure VI.4 est à utiliser. Tout en la fixant avec des boulons sur les colonnes en béton. Et en la soudant complètement sur la partie inférieure du nœud. Ce modèle est préférable à utiliser, par ce que c'est l'un de notre élément standard et il est capable de supporter la charge critique dans notre cas *(67 KN.)*.

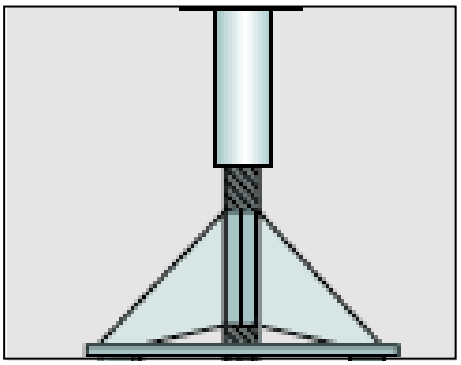


Fig. VI.4

Pour **Les boulons**

Nous nous ramenons au catalogue « HILTI » pour choisir les boulons nécessaires. Alors que la charge totale sera divisée sur les trois barres et par suite on a une charge égale à : 23KN. sur chaque barre.

Chaque barre est fixée à l'aide de deux boulons, d'où chaque boulon doit résister contre une charge équivalente à *12KN.* en se référant au tableau VI.5, on peut conclure que le boulon nécessaire est : « HILTI HSL-3, M16 ».

Main features
- Black plastic section
  – no turning in hole during setting.
  – collapses for flush baseplate-to-surface fit.
- Choice of five head types (see next page for detail).
- HSL-3-B, pictured requires no torque wrench for setting. The red cap shears off with correct torque, revealing a tamper-proof green seal.
- Embedment depth mark for easy setting.
- Extensive range of approvals and technical back-up.

Technical data: Hilti HSL-3
Recommended load, F_{zs} (kN), non-cracked concrete, f_{cc} = 25 N/mm²

				M8	M10	M12	M16	M20	M24
Tensile load [F_{rec}]	Non-cracked concrete	0°	kN	11.1	14.0	17.2	24.0	33.5	44.1
		30°	kN	11.2	14.7	18.4	25.7	35.9	47.0
		45°	kN	12.0	16.2	20.7	29.0	40.5	52.7
		60°	kN	13.4	18.9	24.9	34.9	48.8	63.0
	Cracked concrete	0°	kN	4.8	7.6	12.3	17.1	24.0	31.5
		30°	kN	5.3	8.4	13.6	18.9	26.5	34.6
		45°	kN	6.2	9.8	15.7	21.9	30.7	40.0
		60°	kN	8.0	12.6	19.9	27.8	38.9	50.4
Shear load (Cracked & Non-cracked concrete)		90°	kN	17.8	28.1	41.0	57.8	81.1	101.4
Nominal tensile strength [f_{uk}]			N/mm²	800	800	800	800	830	830
Yield strength 8.8 [f_{yk}]			N/mm²	640	640	640	640	640	640
Stressed crossed-section [A_s]			mm²	36.6	58.0	84.3	157.0	245.0	353.0
Elastic moment of resistance [W]			mm²	30	60	105	266	519	898
Recommended bending moment without sleeve [M_{rec}]			Nm	12.5	24.9	43.7	111.0	216.4	374.2

Tableau VI.5

Les appuis du treillis spatial sont alors maintenant près à la production, ses éléments ne sont pas assez sophistiqués. Et on a été capable d'utiliser les éléments standard de notre société « Zaidan s.a.l. » et aussi bien que les boulons « HILTI » ont été choisis facilement de leur catalogue.

VII –Conclusion

La toiture étudiée dans se projet est l'une des structures métalliques que nous étudions et elle est la plus esthétique et architectural. C'est pourquoi que le treillis spatial était préférable à utiliser que les autres fermes métalliques.

Plusieurs facteurs et charges ont été pris en considération pour éviter les accidents catastrophiques et accidentelle. Tout en se référant aux normes mondiales (NV65, EC3) et aux livres spécifiés.

Un treillis spatial est en général utilisé pour des projets spéciales par ce qu'une telle structure est assez couteuse en la comparant avec d'autres structures. Mais les avantages d'un treillis spatial sont aussi élevés:

- Structure légères, avec des grandes portées et sans des colonnes intermédiaires, ce qui offre aux architectes une liberté en indiquant la location des colonnes.
- Supporte les charges en trois dimensions. La charge appliquée sur un point est directement divisée sur plusieurs barres et nœuds.
- La déflexion est très petite, et parfois négligeable.
- Les services, comme l'éclairage el la ventilation sont facilement intégrées à l'intérieure de la structure.
- La production est assez simple ; les éléments ne sont pas nombreux. Ce qui présente une rapidité en production, et une facilitée en transportation au chantier.
- Au chantier, le faite de l'assemblage est très facile et rapide ; on n'a pas besoin des employés spécifiés, n'importe quelle employé est capable de l'assemblée, et les éléments sont assez légère.

La production des charpentes et les toitures métalliques sont devenues très avancée, on rencontre des structures en aluminium, inox, fibre… et autres. Les ingénieures et à l'aide de la technologie, sont devenues capable de planifier n'importe quelle forme désirée.

Un treillis spatial en alliage d'aluminium sera très avantageux, la structure sera assez légère, et les problèmes de corrosion seront éliminés. Les nœuds seront d'acier galvanisé. Mais au même temps cette structure est couteuse. Malgré son prix élevé, une

telle structure sera étudiée durant les années prochaines pour aboutir à une solution la plus économique et avantageuse.

BIBLIOGRAPHIE

- « CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUES selon l'EUROCODE 3 », par Jean MOREL. Quatrième Tirage 1999. Eyrolles.
- « Steel space frames », Analysis design and construction of steel space frames, par G. S. Ramaswamy – M. Eekhout – G. R. Suresh. First published 2002. Published by Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay, London E14 4 JD. URL: http://www.thomastelford.com.
- Les Charpente Métalliques, Onzième édition nouveau tirage, par Ernest GUSTIN et Jacques DIEHL. EYROLLES ; 61, boulevard Saint-Germain – 75005 PARIS 1985.
- « REGLES NV 65 » Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes. Février 2009 (DTU P 06=002). CSTB le futur en construction, SIEGE SOCIAL - 84, AVENUE JEAN JAURES / CHAMPS-SUR-MARNE/ 77447 MARNE–LA VALLEE CEDEX 2.
- Catalogue HILTI, Products and Applications. May 2005/2006.
- Catalogue « Shoring, Shoring for concrete roofs ». Zaidan s.a.l.
- http://www.biskra-07.com/mestp/charpente%28poutres-metalique%29biskra-07.com.pdf (16-1-2011).
- http://prof.cchic.ca/svilleneuve/materiaux/chap4.pdf\ (16-1-2011).