

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

---



**Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département d'Architecture**

**Intitulé du polycopié**

**« Bases de calcul des structures en treillis avec applications »**

**Niveau :** 4<sup>ème</sup> année Architecture

**Spécialité :** Architecture

**Auteur**

**Dr. Djamal ATLAOUI**

<b>Experts du polycopié</b>	<b>Grade</b>	<b>Etablissement d'affiliation</b>
Mr. Mohamed SAAD	Maitre de conférences A	Université UMMTO
Mr. Lahlou DAHMANI	professeur	Université UMMTO

**Date de validation du polycopié par l'instance scientifique habilitée CSD :**

**CSD** 18/01/2017

**Année Universitaire : 2016/2017**

## Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	6
CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES STRUCTURES EN TREILLIS .....	7
I.1. GENERALITES ET DEFINITIONS .....	7
I.2. TYPES DE POUTRES EN TREILLIS .....	10
I.2.1. LES POUTRES EN TREILLIS ET LES FERMES .....	10
I.2.2. LES POUTRES A MEMBRURES PARALLELES .....	10
I.2.3. LES POUTRES A MEMBRURES NON PARALLELES.....	11
I.2.4. LES POUTRES ECHELLES OU VIERENDEEL.....	11
I.2.5 LES FERMES .....	12
CHAPITRE II: ETUDE DES STRUCTURES EN TREILLIS ISOSTATIQUES.....	13
II.1. ETUDE DES TREILLIS ISOSTATIQUES PLANS .....	13
II.1.1. INTRODUCTION .....	13
II.1.2. HYPOTHESES .....	13
II.1.3. CONSEQUENCES .....	14
II.2. ETUDE CINEMATIQUE DES SYSTEMES EN TREILLIS .....	14
II.2.1. DEGRE D'HYPERSTATICITE DES STRUCTURES RETICULEES (TREILLIS PLAN) .....	14
II.2.2. ISOSTATICITE ET HYPERSTATICITE .....	15
II.2.2.1. ISOSTATICITE DES APPUIS ET CALCUL DES REACTIONS .....	15
II.2.3. CONFORMITE DES CONDITIONS D'APPUI .....	15
II.2.3.1 ETUDE DES CONDITIONS D'APPUI .....	15

11.2.3.2 MECANISME .....	15
11.2.3.3 HYPERSTATICITE DES APPUIS .....	15
11.3. ISOSTATICITE ET HYPERSTATICITE DES STRUCTURES .....	15
11.3.1. STRUCTURE ISOSTATIQUE .....	15
11.3.2. Structure hyperstatique .....	16
11.4. DEGRE D'HYPERSTATICITE .....	16
11.4.1. DEGRE D'HYPERSTATICITE DES STRUCTURES RETICULEES (TREILLISPLAN)..	16
11.4.2. EXERCICE D'APPLICATION .....	16
11.4.3. Degré d'Hyperstaticité des structures composées.....	17
11.4.3.1 Structures composées .....	17
11.4.3.2 EXERCICES .....	18
11.5. Calcul les efforts dans les barres d'un système en treillis isostatique.....	
.....	22
11.5.1. Méthode analytique ou méthode de l'équilibre des nœuds .....	22
11.5.2. EXERCICES .....	23
11.5.3. Méthode des sections (Gullman).....	34
11.5.3.1. Applications.....	34
11.5.4. Méthode GRAPHIQUE DE « CREMONA ».....	37
11.5.4.1. Etapes de résolution .....	37
11.5.4.2. Applications .....	38
Chapitre III: Etude des structures en treillis hyperstatiques.....	42
III.1. POUTRES EN TREILLIS HYPERSTATIQUE.....	42
III.1.1. GENERALITES .....	42

III.1.2. CHOIX DU SYSTEME PRIMITIF .....	43
III.1.3. EQUATIONS DES CONDITIONS ET CALCUL DES COEFFICIENTS .....	43
III.1.4. CALCUL DES EFFORTS .....	45
III.1.5. APPLICATION .....	46
CHAPITRE IV: CONTREVENTEMENT DES STRUCTURES EN TREILLIS .....	51
IV.1. GÉNÉRALITÉS.....	51
IV.1.1. DÉFINITION .....	52
IV.2. PRINCIPES DE BASES DE CONTREVENTEMENT DE STRUCTURE .....	52
IV.2.1. ORIGINE DES EFFORTS .....	52
IV.2.2. MODE DE PROPAGATION DES EFFORTS DANS LA STRUCTURE .....	53
IV.3. LE CONTREVENTEMENT VERTICAUX .....	55
IV.4. CONTREVENTEMENT HORIZONTALS.....	56
IV.4.1. PRINCIPE DU DIAPHRAGME RIGIDE .....	57
IV.4.2. LES PLANCHERS .....	57
IV.5. REGLE DE CONTREVENTEMENT .....	58
IV.5.1. PRINCIPES DE BASES.....	58
IV.5.2. ANALOGIE .....	58
IV.6. LE CONTREVENTEMENT DE TOITURE .....	59
IV.6.1. LES DISPOSITIFS.....	59
IV.6.2.. NOYAU DE STABILITE DES IMMEUBLES -TOURS .....	63

*IV.6.3.. CONTREVENTEMENT DE MONTAGE.....64*

*REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....65*

## INTRODUCTION GENERALE

Un treillis ou système réticulé est un système composé de barres droites articulées à leurs extrémités ; on appelle nœuds les points d'articulation communs à plusieurs barres. Un treillis étant une structure légère, il est généralement utilisé pour des portées relativement longues dans les bâtiments et les ponts.

Ce cours Bases de calcul des structures en treillis est destiné aux étudiants de quatrième année en architecture, module structure II. Il traite des notions élémentaires pour le calcul des structures en treillis. Le premier chapitre est consacré aux généralités et définitions sur les structures en treillis.

Le second chapitre est consacré à l'étude des structures en treillis isostatiques.

L'étude des structures en treillis hyperstatiques est traitée au chapitre III. Les méthodes de contreventement des structures en treillis sont étudiées au chapitre IV.

# ***Bases de calcul des structures en treillis, avec des exercices d'applications.***

## ***Chapitre I : GENERALITES SUR LES STRUCTURES EN TREILLIS.***

### ***I.1. Généralités et définitions***

Un treillis, ou système triangulé, est un assemblage de barres verticales, horizontales et diagonales formant des triangles, de sorte que chaque barre subisse un effort acceptable, et que la déformation de l'ensemble soit modérée.

Cette structure est devenue courante en construction à partir de la révolution industrielle, pour des ponts, avions... En effet, un tel assemblage allie résistance, rigidité et légèreté, et permet d'utiliser des éléments normalisés (barres) ; par ailleurs, le treillis peut éventuellement être pré assemblé. Lorsqu'un treillis est soumis à un effort, certaines parties de l'assemblage sont mises en compression et d'autres parties en tension. Par exemple, dans le cas d'un pont, les poutres supérieures sont comprimées, les poutres inférieures sont tendues, et les pièces en diagonale évitent le vrillage des poutres principales. Les axes des barres concourent en nœuds ; ce sont les points d'assemblage des barres. D'un point de vue mécanique, les nœuds sont modélisés par des articulations parfaites. Initialement, pour simplifier les calculs, les charges n'étaient appliquées qu'aux seuls nœuds ; l'utilisation de la méthode des éléments finis permet de s'affranchir de cette simplification.

Ce type de structures est utilisé dans le domaine du génie civil, et généralement pour les structures en charpente métallique ou en bois. Les fermes des toitures des hangars et des grandes salles de sports ainsi que des ponts et pylônes sont des exemples de structures en treillis (figure. I.1). Une des caractéristiques fondamentales de ces systèmes c'est qu'elles présentent une rigidité importante suivant leurs plans sans être pénalisant en termes de poids propre.

Les structures en treilles peuvent être classées en :

- Structure isostatique : Structure dont les réactions d'appui et les efforts internes peuvent être déterminées en utilisant seulement les équations d'équilibre statique.

- Structure hyperstatique : Structure dont les réactions d'appui et les efforts internes ne peuvent pas être déterminés en utilisant seulement les équations d'équilibres statiques.

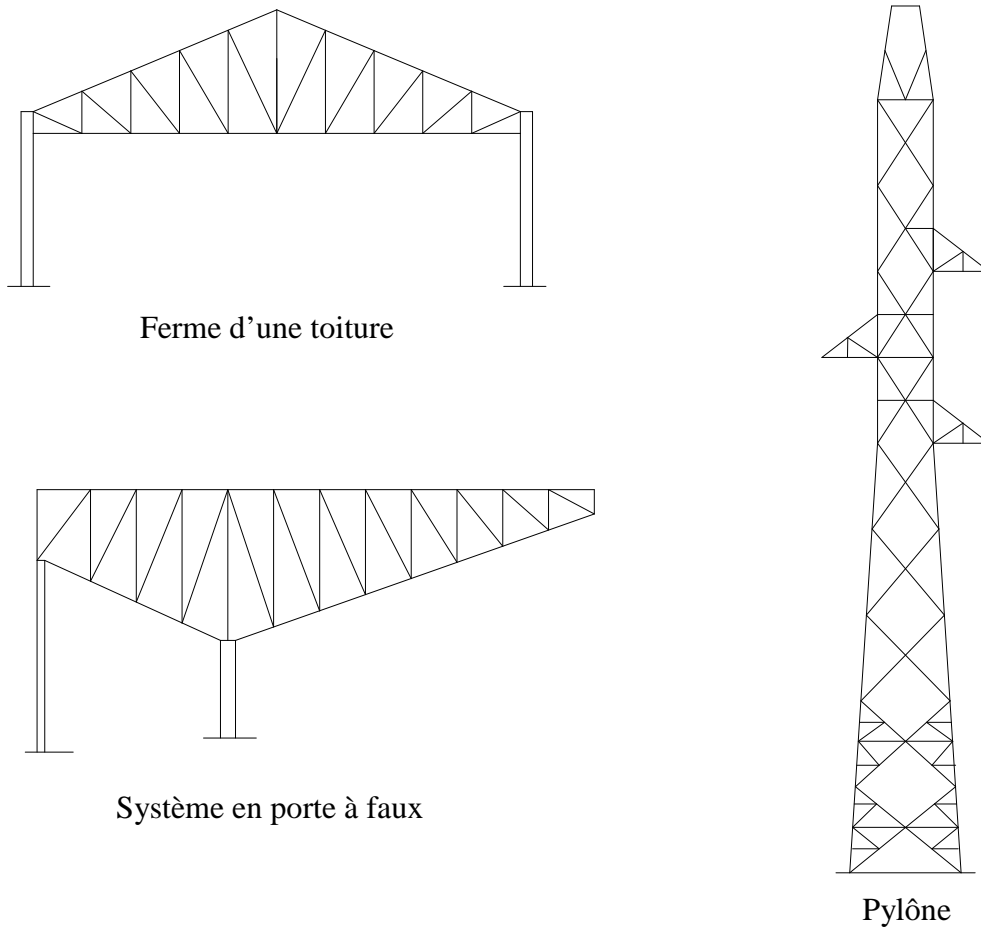


Figure. I.1 Exemples de structures en treillis

On appelle les éléments (extérieurs) d'un système en treillis les membres et la forme intérieure le réseau (figure.I.2)

$S_i$  : membrane supérieure

$I_i$  : membrane inférieure

$V_i$  : barre verticale

$D_i$  : barre diagonale

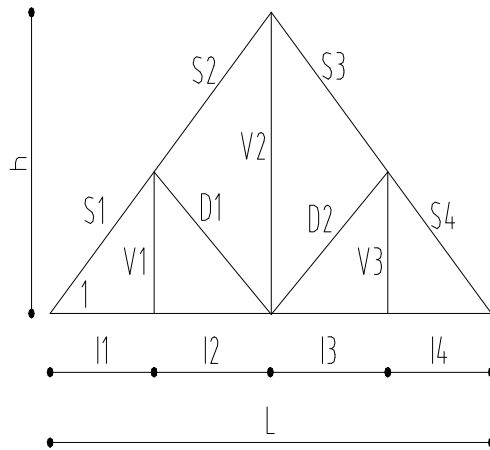
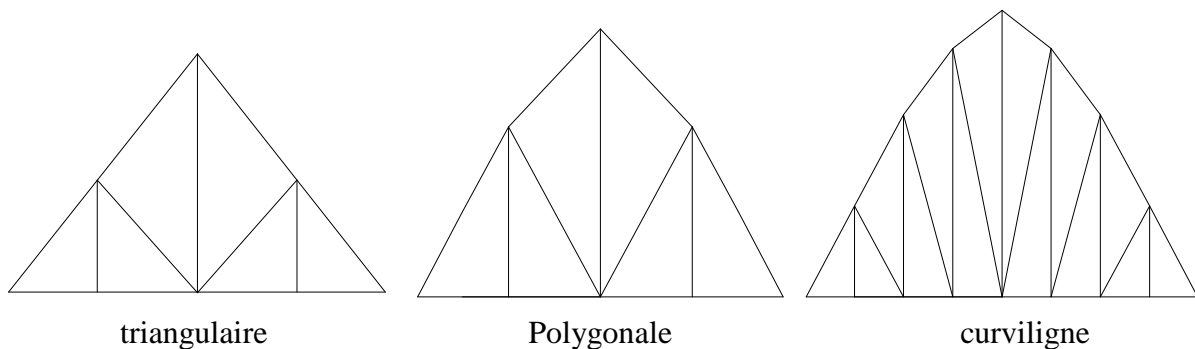


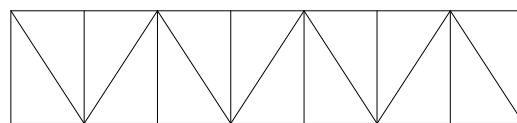
Figure. I.2 Système en treillis

Un système en treillis est appelé ferme si le rapport  $\frac{h}{L} = 0,1$  à  $0,5$  et la forme soit triangulaire, polygonale ou curviligne. Par contre si le rapport  $\frac{h}{L} < 0,1$  le système est dit poutre à treillis, en général ses membrures sont parallèles.

On distingue les systèmes de barres spatiaux et plans. Dans ce chapitre nous nous bornerons à l'étude des systèmes en treillis plans : Les nœuds et les forces extérieures sont contenus dans un même plan (voir figure.I.3).



Fermes



Poutre en treillis

Figure. I.3 Systèmes en treillis plans

## ***1.2 .Types de poutres en treillis :***

### ***1.2.1. Les poutres en treillis et les fermes***

On appelle indifféremment treillis, triangulation ou structure réticulée, un ensemble de barres assemblées les unes aux autres à leurs extrémités, de manière à former une structure portante stable, plane ou spatiale. Elle est constituée par l'assemblage de plats, de cornières, de profils I ou T et de profils creux. Légères, les poutres en treillis (ou poutres triangulées) permettent de franchir de plus grandes portées mais nécessitent des assemblages parfois complexes.

Les principaux types de poutres treillis sont décrits ci-dessous.

### ***1.2.2. Les poutres à membrures parallèles***

Il en existe plusieurs sortes et notamment :

- Les poutres à treillis en N. C'est une des solutions les plus anciennes. En charge, les montants sont comprimés et les diagonales sont soit tendues, soit comprimées ;
- Les poutres à treillis en V, dites poutres Warren. C'est une des formes les plus courantes ;
- Les poutres à treillis en croix de Saint-André.

La figure. I.4 présente, un schéma d'une poutre en treillis en flexion.

La déformation des panneaux provoque un allongement (traction) ou un raccourcissement (compression) des diagonales suivant leur position.

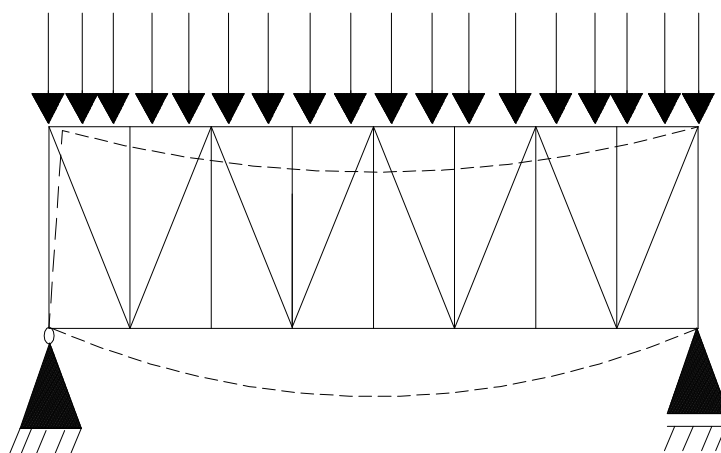


Figure. I.4 Poutre en treillis en flexion

### ***1.2.3. Les poutres à membrures non parallèles***

Ces poutres permettent, à l'instar des PRS à inertie variable, de répondre de manière optimale aux efforts auxquels elles sont soumises. Il est même possible que les membrures ne soient pas de même profil, l'une étant en compression, l'autre étant en traction. Le profil comprimé contient en effet le maximum de matière, le câble ou tirant (tendu), le minimum. Cette différence de matière est liée à la prise en compte du phénomène de flambement dans la partie comprimée. Il existe de nombreux types de poutres de ce genre (voir figure.I.5).

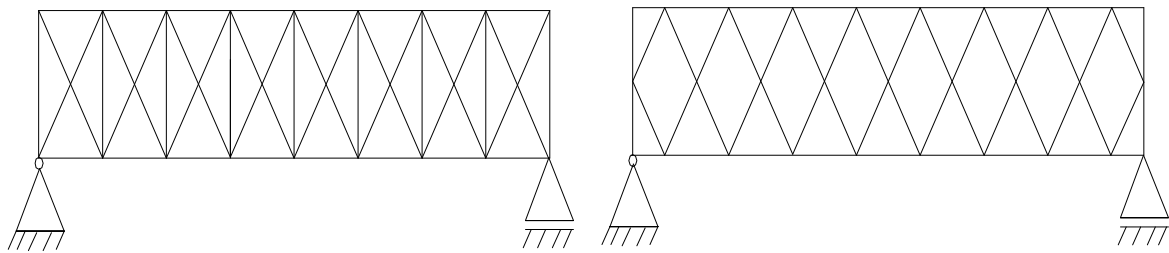


Figure.I.5 poutres treillis à membrures parallèles

### ***1.2.4. Les poutres échelles ou poutres Viendeel***

Les assemblages des montants de ce type de poutre sont rigides, sans diagonales. L'ensemble forme un système hyperstatique très rigide. Ce système est plus lourd et moins performant en flexion mais permet de libérer l'espace central de la poutre pour laisser passer des circulations, des gaines... Il est possible de jumeler une poutre treillis classique avec une poutre Viendeel. La suppression de la diagonale conduit à renforcer le cadre autour du panneau (figure. I.7). Ce type de solution permet aussi de réaliser des poutres de façade dites « poutres américaines » dont la hauteur est égale à celle d'un étage de la construction.

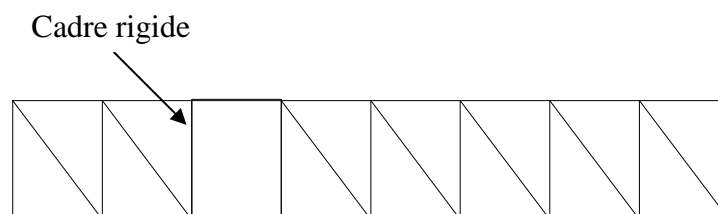


Figure. I.7 Cadre rigide de type Viendeel insérée dans une poutre en treillis

### *1.2.5. Les fermes*

Les fermes sont des poutres en treillis dont les membrures supérieures suivent la pente de la toiture. L'entrait des fermes est souvent retroussé pour mieux dégager le gabarit ou l'espace libre sous la charpente. Parmi les modèles les plus courants au XIXe siècle, les fermes Polonceau (inventées en 1837) ont leurs arbalétriers sous-tendus par des bielles et des câbles (voir figure.I.8).

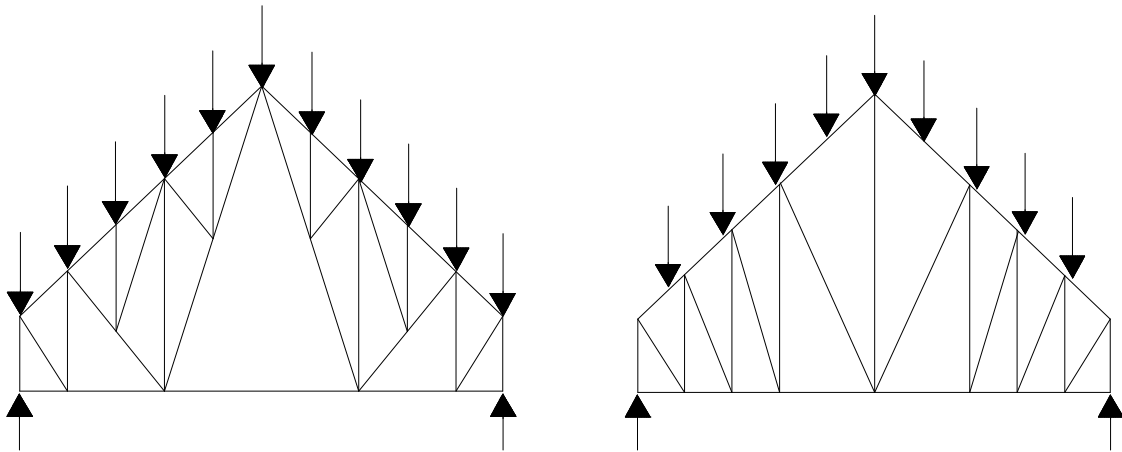


Figure. I.8 Fermes en treillis : Polonceau et variantes, et triangulées (en bas)

## Chapitre II : ETUDE DES STRUCTURES EN TREILLIS ISOSTATIQUES

### II.1. Etude des treillis isostatiques plans

#### II.1.1. Introduction

On appelle systèmes articulés ou treillis (figure. II.1) une structure composée de poutre droite appelle<sup>2</sup> barres, assemblées entre elle en des points appelés nœuds à l'aide des rotules (libre rotations des nœuds  $\Rightarrow M_f = 0$ ).

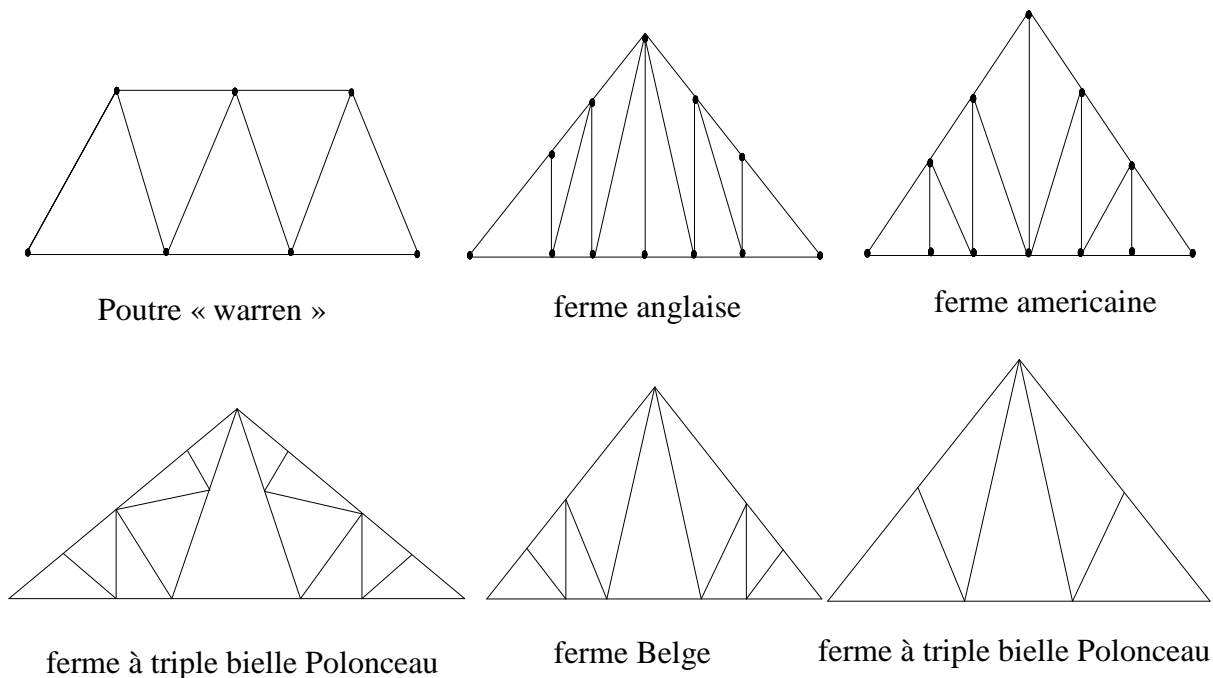


Figure. II.1 Systèmes articulés ou treillis

#### II.1.2. Hypothèses

Les calculs de treillis ou structures sont une application de la mécanique statique. Pour mener les calculs, on considère les hypothèses suivantes :

- le poids propre des barres est négligé ;

- les liaisons sont toutes des rotules (ou des pivots dans le cas d'un treillis plan), les barres peuvent librement tourner les unes par rapport aux autres ; en effet, même si les poutres sont fixes entre elles, si l'on applique un effort transversal à une extrémité d'une barre, le moment de la force à l'autre extrémité et la concentration de contrainte à l'angle feront que l'articulation bougera, ce qui mènera à la rupture ;
- les charges extérieures sont appliquées au niveau des nœuds, on dit alors que le système est indirectement charges.

Ces hypothèses sont indispensables pour les calculs à la main. L'utilisation de logiciels permet de s'affranchir de ces hypothèses, notamment en prenant en compte la déformation des barres. La résistance de chacune des barres relève de la résistance des matériaux. Par contre, ces hypothèses restent la base des calculs de stabilité.

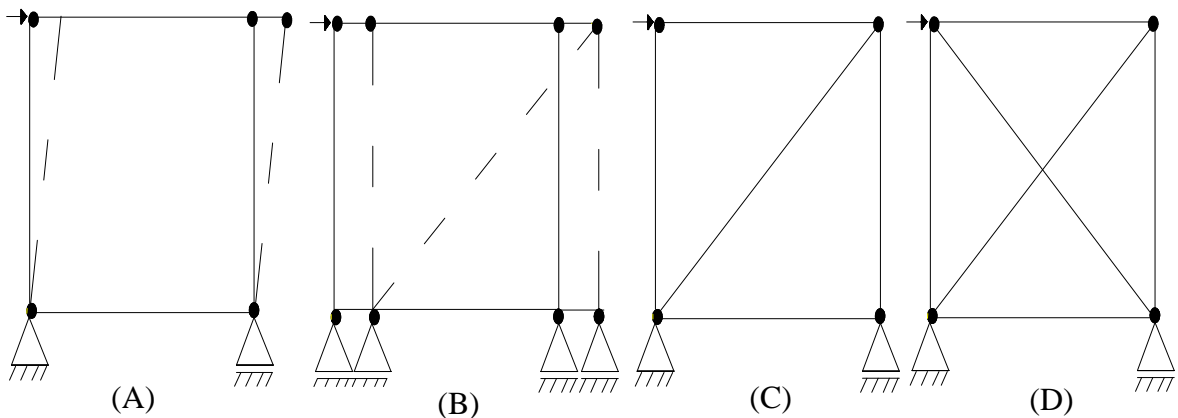
### II.1.3. Conséquences

Lorsque un système articulé dans un plan est chargé indirectement les différents barres droites du système ne sont soumises qu'à des efforts normaux de compression au de traction.

## II.2. Etude cinématique des systèmes en treillis

### II.2.1. Degré d'hyperstaticité des structures réticulées (treillis plan)

Les systèmes de barres se subdivisent en formes géométriquement déformables et indéformables ; ces derniers en isostatiques et hyperstatiques. Le système est dit géométriquement indéformable s'il ne change pas de forme et de position sous l'action des charges (figure .II.2 C, D ). Dans le cas contraire le système est dit géométriquement déformable ou mécanisme (figure. II a, b).



(figure. II.2 a ,b)

(figure. II.2 c, d)

### ***II.2.2. Isostaticité et hyperstaticité***

Ces notions sont importantes puisqu'elles vont nous permettre de savoir s'il nous est possible d'analyser les structures avec simplement les trois équations d'équilibre, ou avec d'autres méthodes plus avancées.

#### ***II.2.2.1. Isostaticité des appuis et calcul des réactions***

Un solide à 3 DDL dans le plan. Il faut donc au moins 3 blocage pour l'immobiliser, ce nombre est, précisément, le même que celui des équations d'équilibre. Pour cette raison, on dit, indifféremment, que :

- Les conditions d'appui sont isostatiques ou statiquement déterminées.
- La structure est isostatique dans ses appuis.
- Il ya isostaticité des appuis.

### ***II.2.3. Conformité des conditions d'appui***

#### ***II.2.3.1. Etude des conditions d'appui***

Les conditions d'appui ne sont pas toujours, et de loin, isostatiques ; étudier leur conformité consiste à analyser l'ensemble et, en particulier, à examiner si leur but est satisfait.

#### ***II.2.3.2. Mécanisme***

On appelle mécanisme une structure qui n'est pas complètement immobilisée par ses appuis. Les mécanismes se détectent par simple inspection visuelle des appuis.

#### ***II.2.3.3. Hyperstaticité des appuis***

Lorsque dans une structure qui n'est pas un mécanisme, le nombre de blocage est supérieur au nombre strictement nécessaire on dit indifféremment que :

- Les conditions d'appui sont hyperstatiques ou statiquement indéterminées.
- La structure est hyperstaticité dans ses appuis.
- Il ya hyperstaticité des appuis.

### ***II.3. Isostaticité et hyperstaticité des structures***

Les structures peuvent être classées en :

#### ***II.3.1. Structure isostatique***

Structure dont les réactions d'appui et les efforts internes peuvent être déterminés en utilisant seulement les équations d'équilibre statique.

### ***II. 3.2. Structure hyperstatique***

Structure dont les réactions d'appui et les efforts internes ne peuvent pas être déterminés en utilisant seulement les équations statique.

### ***II.4. Degré d'Hyperstaticité***

Nombre de réactions d'appui et d'efforts internes surabondants

#### ***II.4.1. Degré d'Hyperstaticité des structures réticulées (treillis plan)***

Un système réticulé est un assemblage de barres droites constituant des triangles juxtaposés. Le triangle a été pris comme base de ces constructions parce qu'il est la seule figure simple géométriquement indéformable.

Le point de rencontre des barres est appelé : nœud

$$H = b + r - 2j$$

**Avec :**

H : degré d'hyperstaticité

b : nombre de barres de la structures

r : nombre de réactions d'appui

j : nombre de nœuds

- ✓ Si  $H < 0$  : treillis instable.
- ✓ Si  $H = 0$  : treillis isostatique.
- ✓ Si  $H > 0$  : treillis hyperstatique

Cette condition est nécessaire mais pas suffisante pour avoir un système indéformable et isostatique, car elle donne uniquement le nombre nécessaire des liaisons pour former un système isostatique. IL faut donc toujours vérifier l'indéformabilité du système (étude géométrique).

#### **2.4.2. Exercice d'application :**

Faire l'étude cinématique du système en treillis représenté sur la figure II.3.

$$L = 3b - 3r - 2a - l$$

$$\begin{cases} b = 13 \\ r = 0 \\ a = 18 \\ l = 3 \end{cases} \Rightarrow L = 3 \times 13 - 3 \times 0 - 2 \times 18 - 3 = 0$$

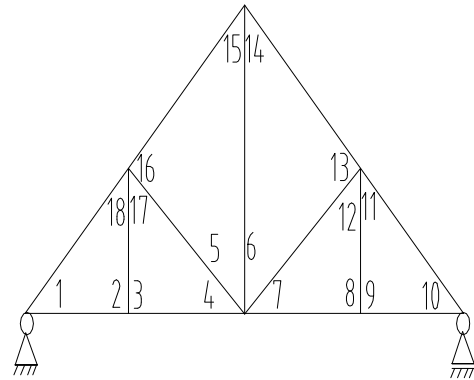


Figure. II.3

On note que le nombre d'articulation simple est égale au nombre des angles que forment les barres du treillis entre elles.

$L=0$  le système est donc isostatique et indéformable, car il est constitué de barres forment des triangles et il est lié par des liaisons dont leurs axes ne se coupent pas en un point.

### II.4.3. Degré d'Hyperstaticité des structures composées

#### II.4.3.1. Structures composées

Les structures composées ce sont des constructions formées d'un ensemble d'éléments structuraux, assemblés les uns aux autres par des dispositifs semblables aux appuis. On appelle ces dispositifs « **organes de liaisons** ».

$$d = n - 3e$$

**Avec :**

d: degré d'hyperstaticité

n: nombre de DDL bloqués

e: nombre des éléments de la structure

Si  $d < 0$  : les conditions d'appui et de liaisons sont incomplètes (mécanisme).

Si  $d = 0$  : les conditions d'appui et de liaisons sont isostatiques.

Si  $d > 0$  : les conditions d'appui et de liaisons sont hyperstatiques.

### II.4.3.2. EXERCICES

#### EXERCICE 01

1- Calculer le degré d'hyperstaticité des différentes structures composées représentées par la figure II.4.

2- Quelles sont les structures instables ?

.

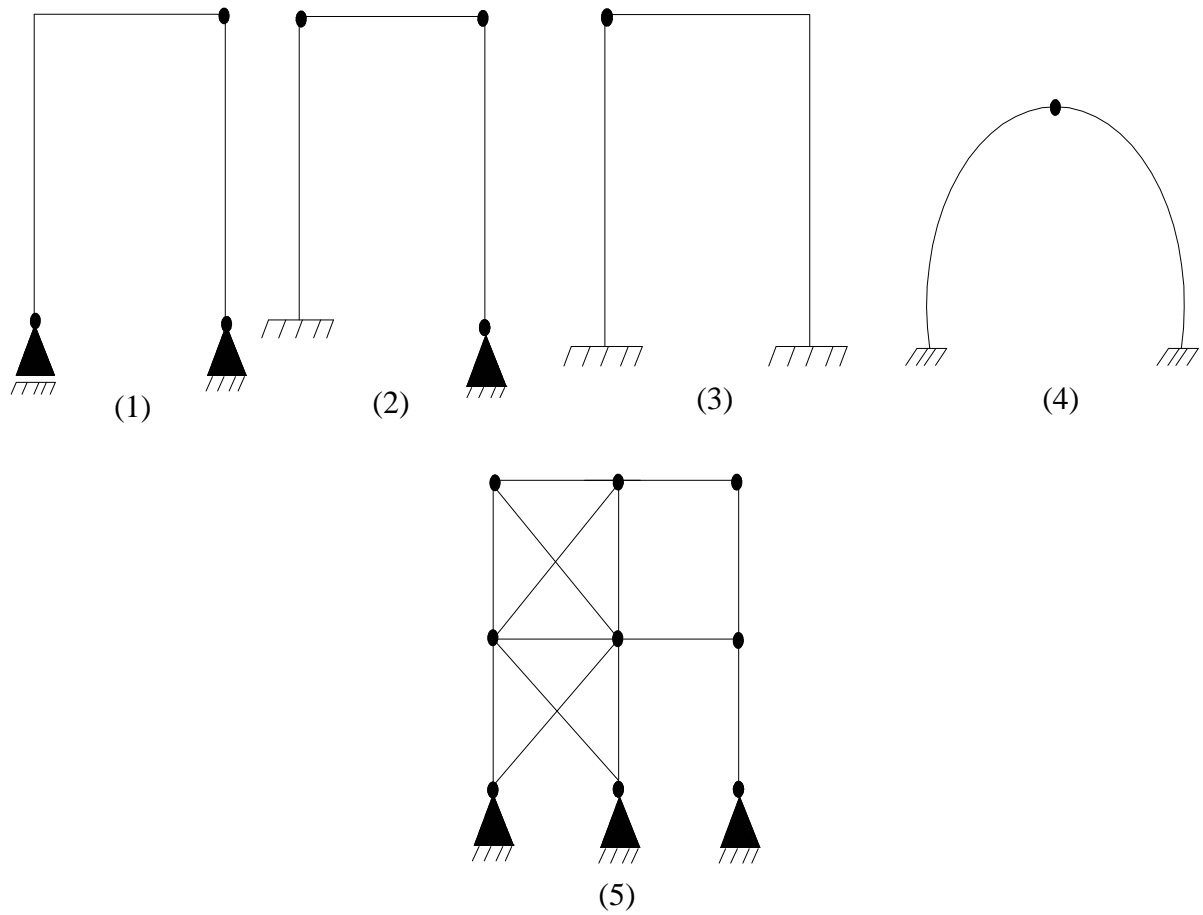


Figure. II.4

## Solution

1- degré d'hyperstaticité des différentes structures composées

Calcul du degré d'Hyperstaticité :

$$d = n - 3e$$

avec :

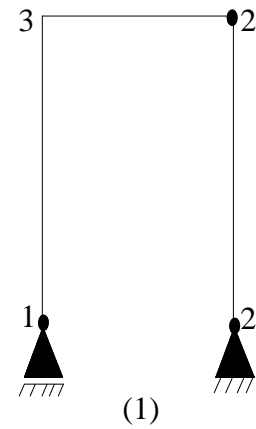
d: degré d'hyperstaticité

n : nombre de DDL bloqués

e: nombre des éléments de la structure

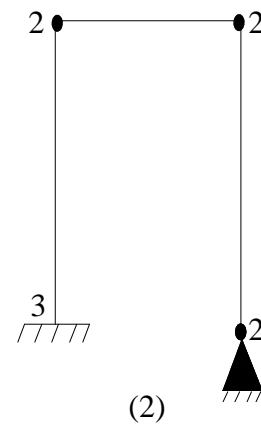
Cas 1 :

$$\begin{cases} n = 8 \\ e = 3 \end{cases} \Rightarrow d = 8 - 3 \times 3 = -1 < 0 \text{ (Système instable), mécanisme}$$



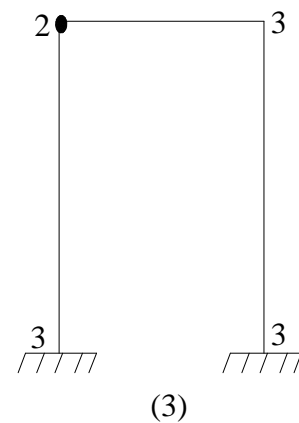
Cas 2 :

$$\begin{cases} n = 9 \\ e = 3 \end{cases} \Rightarrow d = 9 - 3 \times 3 = 0 \text{ (Système isostatique)}$$



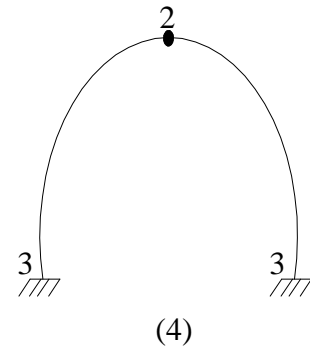
Cas 3 :

$$\begin{cases} n = 11 \\ e = 3 \end{cases} \Rightarrow d = 11 - 3 \times 3 = 2 > 0 \text{ (Système hyperstatique)}$$



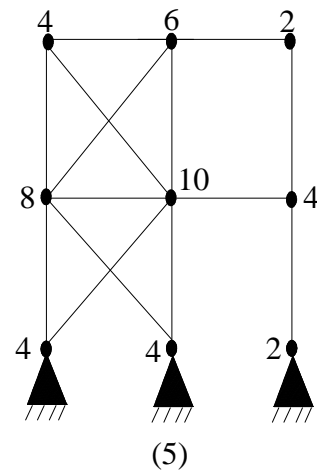
**Cas 4 :**

$$\begin{cases} n = 8 \\ e = 2 \end{cases} \Rightarrow d = 8 - 3 \times 2 = 2 > 0 \text{ (Système hyperstatique)}$$



**Cas 5 :**

$$\begin{cases} n = 44 \\ e = 124 \end{cases} \Rightarrow d = 44 - 3 \times 14 = 2 > 0 \text{ (Système hyperstatique)}$$



2- structures instables :

**La structure (1) est instable (mécanisme).**

**EXERCICE 2**

1. Calculer le degré d'hyperstaticité des systèmes treillis (a, b, c) représentés aux figures ci-après.

2. Quelles sont les structures instables ?

**Solution**

1. degré d'hyperstaticité des systèmes treillis :

$$H = b + r - 2j$$

**Avec :**

H : degré d'hyperstaticité

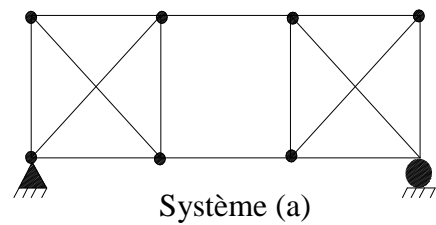
b : nombre de barres de la structures

r : nombre de réactions d'appui

j : nombre de nœuds

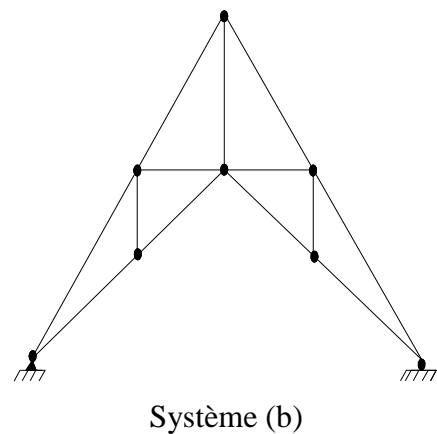
**Systeme (a)**

$$\begin{cases} b = 13 \\ r = 3 \Rightarrow H = 13 + 3 - 2 \times 8 = 0 \Rightarrow \text{treillis isostatique} \\ j = 8 \end{cases}$$



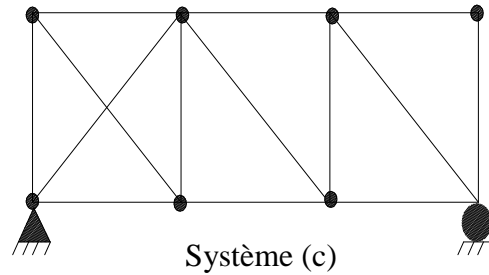
**Systeme (b)**

$$\begin{cases} b = 13 \\ r = 3 \Rightarrow H = 13 + 3 - 8 \times 2 = 0 \Rightarrow \text{treillis isostatique} \\ j = 8 \end{cases}$$



**Systeme (c)**

$$\begin{cases} b = 14 \\ r = 3 \Rightarrow H = 14 + 3 - 2 \times 8 = 1 > 0 \Rightarrow \text{treillis hyperstatique} \\ j = 8 \end{cases}$$



2. Les structures instables :

- Le système (a) (mouvais arrangement des barres le  est déformable).
- le système (c)  $H < 0 \Rightarrow$  structure instable.

### ***II.5 Calcul les efforts dans les barres d'un système en treillis isostatique plan***

Les réactions d'appuis sont déterminées à partir des équations de la statique. Les efforts dans les barres cependant, sont déterminés par l'une des méthodes suivantes :

1. Méthode analytique ou méthode de l'équilibre des nœuds.
2. Méthode des sections (Gullmann).
3. Méthode graphique de «Cremona »

#### ***II.5.1. Méthode analytique ou méthode de l'équilibre des nœuds***

On établit l'équilibre des nœuds après avoir remplacé chaque barre concourant au nœud par l'effort correspondant. On détermine ainsi les efforts inconnus qui ne devraient pas être plus de deux nœuds.

- On numérote les barres et on désigne les efforts inconnus par la lettre  $f$  affectée de l'indice de la barre correspondante.
- Les forces  $f_i$  sont les vecteurs par origine des nœuds, comme on étudie l'équilibre des nœuds,  $f_i$  représente l'action des barres sur les nœuds.

**Remarque :**

Le signe utilisé sur la figure par  $f_i$  correspond à une traction dans toutes les barres.

**II.5.2 EXERCICES :**

**EXERCICE I :**

Pour la structure en treillis de la figure II.5.

Déterminer les efforts dans les barres, on utilisant la méthode des équilibres des nœuds .

**Solution :**

Méthode de calcul

a- Calcul le degré d'hyperstaticité du système

$$H = b + r - 2j$$

**Avec :**

H : degré d'hyperstaticité

b : nombre de barres de la structures

r : nombre de réactions d'appui

j : nombre de nœuds

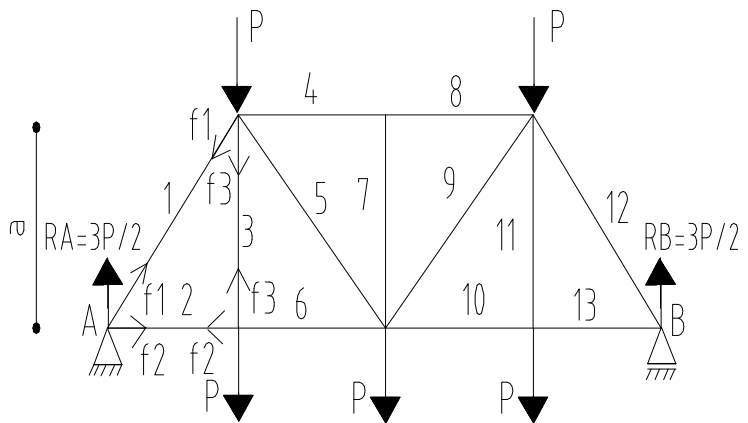


Figure .II.5

$$\begin{cases} b = 13 \\ r = 3 \Rightarrow H = 13 + 3 - 2 \times 8 = 0 \Rightarrow \text{Système isostatique} \\ j = 8 \end{cases}$$

b- Equilibre des nœuds pour déterminer les efforts dans les barres

Les réactions d'appuis du système

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 3P \dots \dots \dots (1)$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 4a - P \times a - P \times 2a - P \times 3a = 0 \Rightarrow R_A = \frac{3}{2} P \dots \dots \dots (2)$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -R_B \cdot 4a + P \cdot a + P \cdot 2a + P \cdot 3a = 0 \Rightarrow R_B = \frac{3}{2} P \dots (3)$$

- **Equilibre du nœud A :**

Efforts appliqués sont :  $R_A, f_1, f_2$

Projection suivant l'horizontale X:

$$f_2 + f_1 \cos \frac{\pi}{2} = 0 \dots (1)$$

Projection suivant la verticale Y:

$$\frac{3}{2} p + f_1 \sin \frac{\pi}{4} = 0 \dots (2)$$

$$\sin \frac{\pi}{4} = \cos \frac{\pi}{4} = \frac{\sqrt{2}}{2}$$

(2)  $\Rightarrow f_1 = -\frac{3p}{2}$  la barre 2 est soumise à la traction, la barre 1 est soumise à une compression.

- **Equilibre du nœud D :**

Projection suivant l'horizontale X:

$$f_6 - f_2 = 0 \Rightarrow f_6 = f_2 = \frac{3p}{2}$$

Projection suivant la verticale Y:

$$f_3 - p = 0 \Rightarrow f_3 = p$$

- **Equilibre du nœud C :**

Projection suivant l'horizontale X:

$$f_4 + f_5 \cos \frac{\pi}{4} - f_1 \cos \frac{\pi}{4} = 0$$

Projection suivant la verticale Y:

$$-f_5 \cos \frac{\pi}{4} - f_3 - f_1 \cos \frac{\pi}{4} = 0 \Rightarrow f_5 = \frac{p}{\sqrt{2}}, f_4 = -2p$$

- **Equilibre du nœud E:**

Projection suivant l'horizontale X:

$$f_8 = f_4 = -2p$$

Projection suivant la verticale Y:

$$f_7 = 0$$

- Pour le reste des efforts seront déterminées par symétrie.

**EXERCICE II :**

1. Etudier la conformité des appuis et liaisons de la structure composée représentée par la figure. II.6.
2. Quels sont les efforts normaux s'exerçant dans chacune des barres de la structure on appliquant la méthode de l'équilibre des nœuds.
3. Enoncer les sollicitations et représenter les efforts.

Données :

- Charge :  $F=200$  kN.
- La longueur des poutres :  $L=3$ m
- La hauteur des poteaux :  $H=4$ m

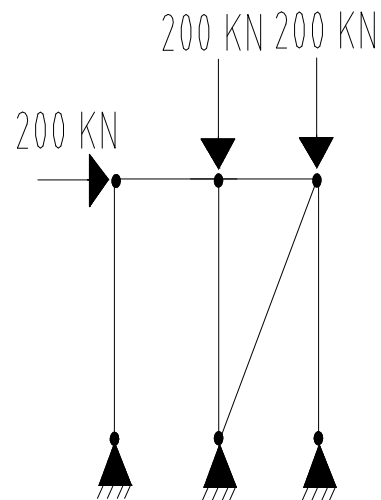
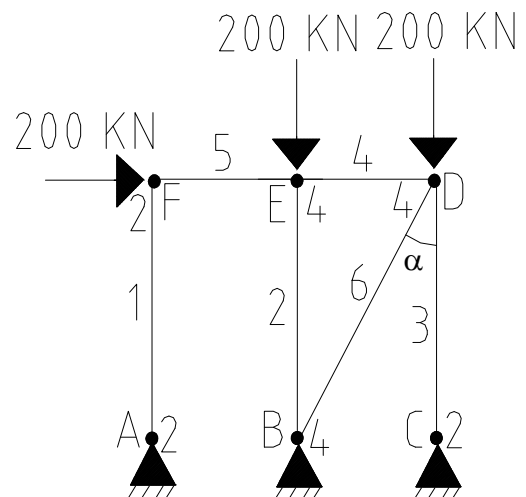


Figure. II.6

**Solution :**

1. Etude la conformité des appuis et liaisons de la structure composée :



$$d = n - 3e$$

Avec :

$d$  : degré d'hyperstaticité

$n$  : nombre de DDL bloqués

$e$  : nombre des éléments de la structure

$$\begin{cases} n = 18 \\ e = 6 \end{cases} \Rightarrow d = n - 3e \Rightarrow d = 18 - 3 \times 6 = 0$$

$\Rightarrow$  Les conditions d'appui et de liaisons sont isostatiques.

### 2.1 Calcul les efforts normaux dans les barres :

- ❖ Toutes les barres sont bi-articulées non- chargées entre les nœuds. On étudia l'équilibre des nœuds pour trouver les efforts dans les barres 1,2,3,4,5,6 notés  $f_1, f_2, f_3, f_4, f_5$  et  $f_6$  respectivement.

#### Remarque :

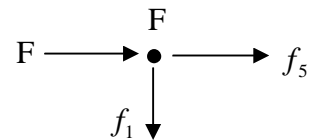
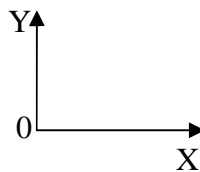
La convention de signe : flèche sortante vers l'extérieur est une traction, par contre flèche vers l'intérieur est une compression

$$\begin{pmatrix} \rightarrow -traction \\ \rightarrow +compression \end{pmatrix}$$

#### Equilibre du nœud F:

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow f_5 = -F = -200kN \quad (\text{Compression})$$

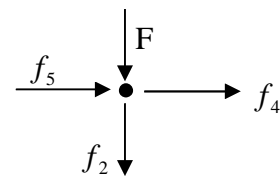
$$\sum F / Y = 0 \Rightarrow f_1 = 0$$



#### Equilibre du nœud E:

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow f_4 = -f_5 = -200kN \quad (\text{Compression})$$

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow f_2 = -F = -200kN \quad (\text{Compression})$$



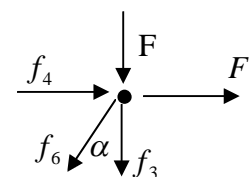
#### Equilibre du nœud D:

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow F + f_4 - f_6 \sin \alpha = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{3}{4} \Rightarrow \alpha = 36,37^\circ$

$$(1) \Rightarrow f_6 = \frac{F + f_4}{\sin \alpha} = \frac{200 + 200}{\sin 36,87} = 666,67kN \quad (\text{Traction})$$

$$\sum F / Y = 0 \Rightarrow F + f_3 + f_6 \cos \alpha = 0 \dots \dots \dots (2)$$



$$(2) \Rightarrow f_3 = -F - f_6 \cos \alpha = -200 - 666,67 \cos 36,37^\circ$$

$$f_3 = -733,33 \text{ kN} \dots (\text{compression})$$

### 3. Représentation des efforts

$$f_1 = 0$$

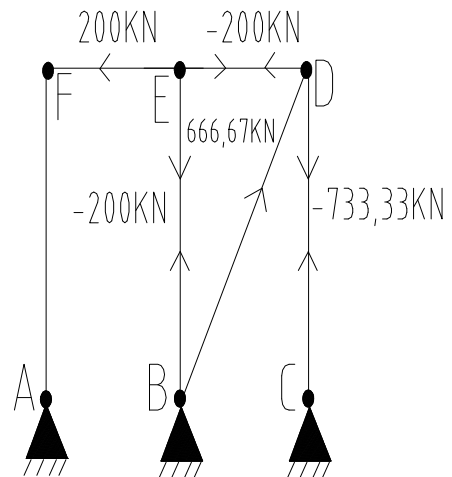
$$f_2 = -200 \text{ KN}$$

$$f_3 = -733,33 \text{ KN}$$

$$f_4 = -200 \text{ KN}$$

$$f_5 = 200 \text{ KN}$$

$$f_6 = 666,67 \text{ KN}$$



### EXERCICE III :

1. vérifier que la structure de la figure II.7 est isostatique
2. calculer les réactions d'appuis
3. Dessiner chacun des éléments de la structure en représentant les actions extérieures on appliquant la méthode de l'équilibre des nœuds.
4. Enoncer les sollicitations dans les éléments structuraux.

Données :

- La force  $F=200 \text{ daN}$
- La longueur des poutres :  $L=5 \text{ m}$
- La hauteur des poteaux :  $H=5 \text{ m}$

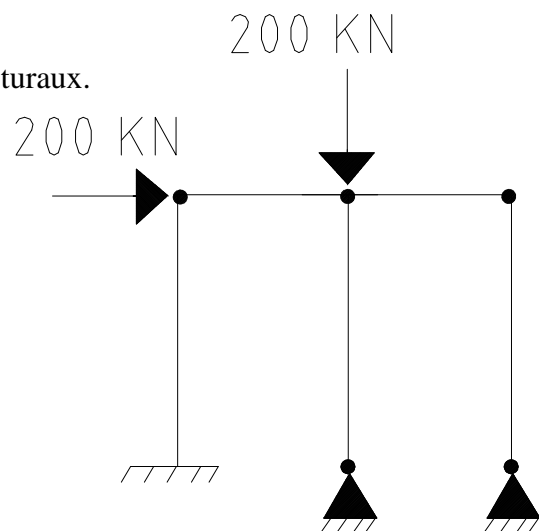


Figure. II.7

**Solution :**

1. vérification de la structure de la figure. II.7 est isostatique

$$d = n - 3e$$

Avec :

d : degré d'hyperstaticité

n : nombre de DDL bloqués

e : nombre des éléments de la structure

$$\begin{cases} n = 15 \\ e = 5 \end{cases} \Rightarrow d = 15 - 3 \times 5 = 0 \text{ La structure est isostatique.}$$

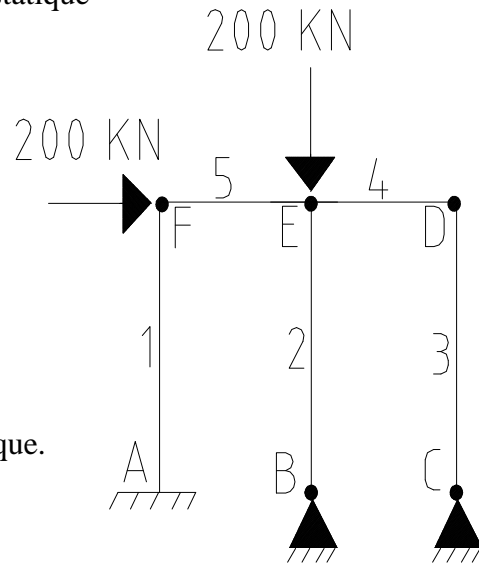


Figure. II.7

2. calcul les réactions d'appuis

Système bi-articulé : barre articulée aux appuis nom entre elle.

Une barre bi-articulée soumise à aucune action entre nœuds, transmet 02 forces de sa propre direction et même intensité et du sens opposé.

Soit  $f_2, f_3, f_4, f_5$  efforts dans les barres bi-articulées

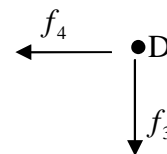
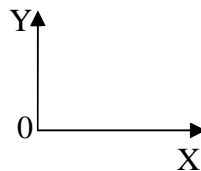
Equilibres de nœud juste pour les barres bi-articulées.

2.1 Détermination des efforts dans les barres bi-articulées

**Equilibre du nœud D:**

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow f_4 = 0$$

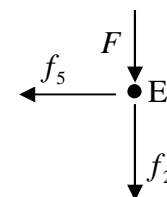
$$\sum F / Y = 0 \Rightarrow f_3 = 0$$



**Equilibre du nœud E:**

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow f_5 = 0 \text{ (compression)}$$

$$\sum F / Y = 0 \Rightarrow f_2 = -F = -200 \text{ kN (compression)}$$

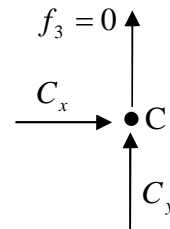


## 2. Détermination des réactions d'appuis

### Equilibre du nœud C:

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow C_x = 0$$

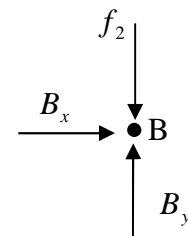
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow C_y = 0$$



### Equilibre du nœud B:

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow B_x = 0$$

$$\sum F / Y = 0 \Rightarrow B_y - f_2 = 0 \Rightarrow B_y = f_2 = 200\text{kN}$$

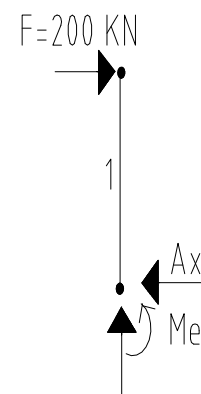


### Equilibre de l'élément 1 :

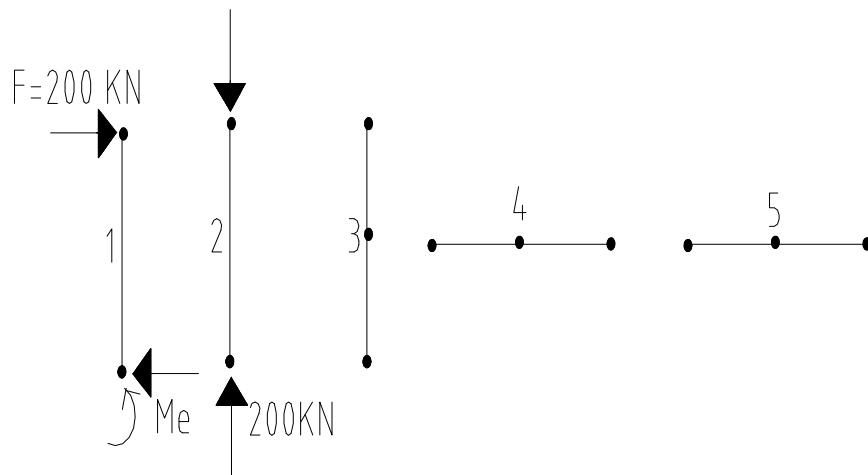
$$\sum F / X = 0 \Rightarrow A_x - F = 0 \Rightarrow A_x = F = 200\text{kN}$$

$$\sum F / Y = 0 \Rightarrow A_y = 0$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow M_e - FxH = 0 \Rightarrow M_e = FxH = 200 \times 5 = 1000\text{kN.m}$$



## 4. Sollicitations dans les éléments structuraux



- Barre 1 : est une flexion
- Barre 2 : est une compression
- Barre 3 : barre à effort nul
- Barre 4 : barre à effort nul
- Barre 5 : barre à effort nul

**Exercice II :**

Après avoir vérifié que la structure treillis représentée par la figure. II.8 était isostatique.

On demande :

1. Montrer que la structure de la figure.8 est isostatique
2. Calculer les réactions d'appui.
3. Calculer et trouver la nature des efforts dans les barres de la structure on appliquant la méthode de l'équilibre des nœuds.

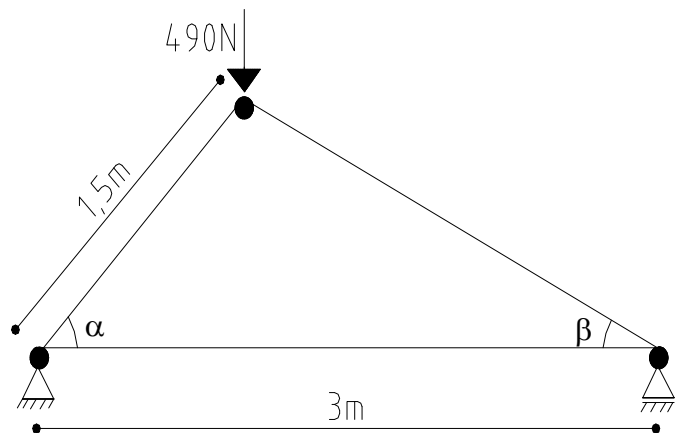


Figure .II.8

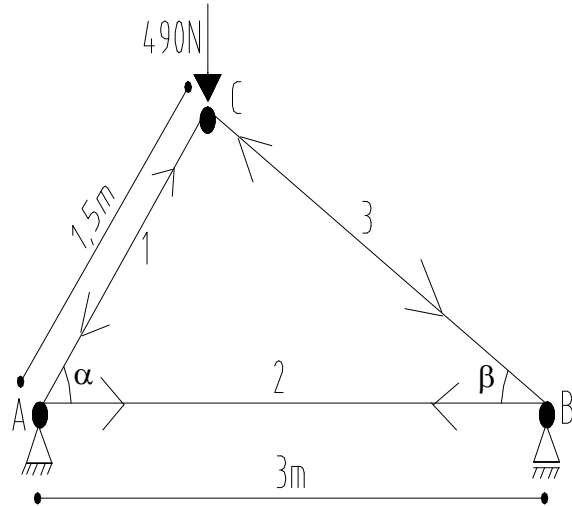
**Solution :**

1. Montrer que la structure est isostatique

$$H = b + r - 2j$$

$$\begin{cases} b = 3 \\ r = 3 \Rightarrow H = 3 + 3 - 2 \times 3 = 0 \\ j = 3 \end{cases}$$

⇒ Le treillis est isostatique.



2. Calcul les réactions d'appuis

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow A_x = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sum F / Y = 0 \Rightarrow A_y + B_y - F = 0 \Rightarrow A_y + B_y = F = 490N \dots \dots \dots (2)$$

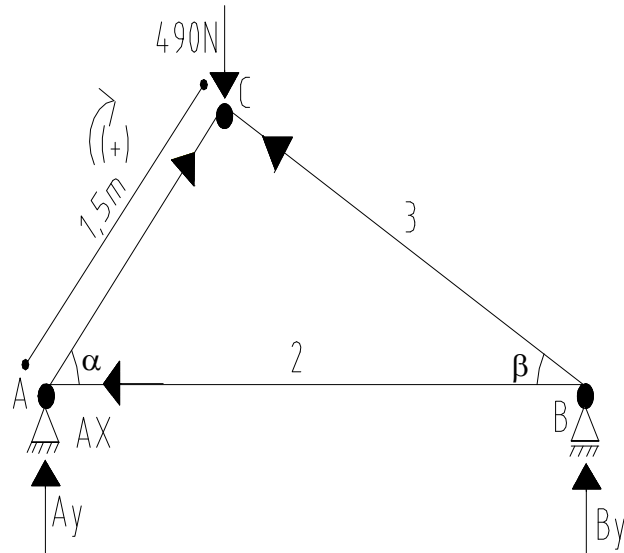
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -B_y \times 3 + F \cos 60^\circ \times 1.5 = 0 \dots \dots \dots (3)$$

$$\Rightarrow B_y = \frac{490 \cos 60^\circ \times 1.5}{3} = 122.5N$$

$$(2) \Rightarrow A_y = 490 - 122.5 = 367.5N$$

Résumé :

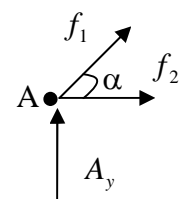
$$\begin{cases} A_y = 367.5N \\ B_y = 122.5N \end{cases}$$



3. Nature des efforts dans les barres de la structure

**Equilibre du nœud A :**

$$\sum F / X = 0 \Rightarrow f_2 + f_1 \cos 60^\circ = 0 \Rightarrow f_2 = -f_1 \cos 60^\circ \dots \dots \dots (4)$$



$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow A_y + f_1 \sin 60^\circ = 0$$

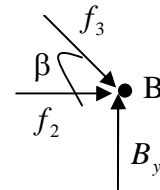
$$\Rightarrow f_1 = \frac{-A_y}{\sin 60^\circ} = \frac{-367.5}{\sin 60^\circ} = -424.35N \dots \dots \dots (5)$$

$$(4) \Rightarrow f_2 = -f_1 \cos 60^\circ = -424.35x \cos 60^\circ = +212.17N$$

**Equilibre du nœud B :**

$$\sum F/X = 0 \Rightarrow f_2 + f_3 \cos \beta = 0 \Rightarrow f_3 = \frac{-f_2}{\cos \beta} = \frac{-212.17}{\cos 30^\circ} = -245N$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow B_y - f_3 \sin \beta = 0 \Rightarrow f_3 = \frac{B_y}{\sin \beta} = \frac{122.5}{\sin 30^\circ} = 245N$$



$$\begin{cases} f_1 = -424.35N \\ f_2 = +212.17N \\ f_3 = -245N \end{cases}$$

$f_1$  et  $f_3$  : est une Compression  
 $f_2$  : Traction

**Exercice supplémentaires**

**Exercice 01 :**

Déterminer par la méthode analytique les efforts dans les barres du système en treillis de la figure. II.9.

**Solution :**

Les efforts dans les barres du système en treillis :

AB=100kN

AD = 141.4kN

BC=141.4kN

AE=0

BD=-100kN

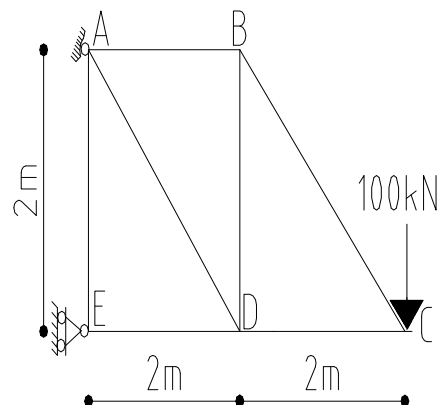


Figure. II.9

$DE = -200 \text{ kN}$

$CD = -100 \text{ kN}$

**Exercice 02 :**

Déterminer les efforts des barres concourant au point c du système présenté sur figure. II.10.

**Solution**

$BC = -51.07 \text{ kN}$

$JC = -32.07 \text{ kN}$

$IC = 70.70 \text{ kN}$

$CD = -100 \text{ kN}$

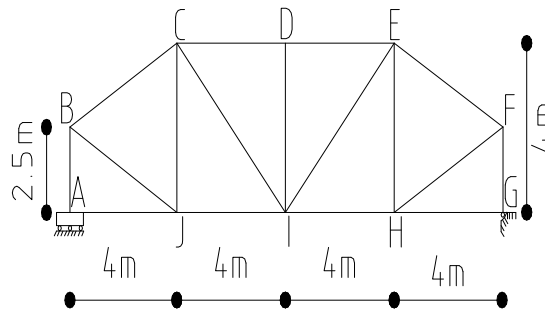


Figure. II.10

**Exercice 03 :**

Déterminer les efforts des barres CE, CD, et FE du treillis d'une toiture en charpente métallique schématisée sur la figure. II.11.

**Solution**

$CE = 13.8 \text{ kN}$

$CD = -20.4 \text{ kN}$

$FE = 7.3 \text{ kN}$

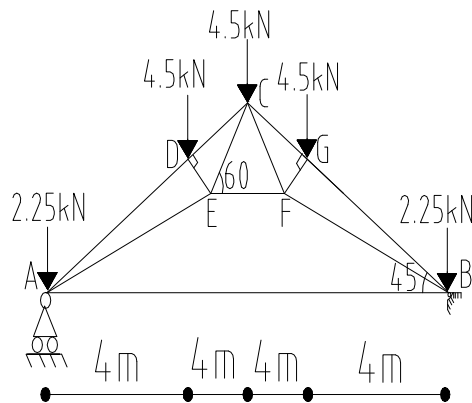


Figure. II.11

### II.5.3. Méthode des sections (Gullman)

Elle consiste à couper le système en deux parties, et considérer les équations d'équilibre de la statique de l'une des deux parties. La section devrait être choisie pour qu'il y ait au maximum trois efforts inconnus.

#### II.5.3.1 Applications

##### APPLICATION 01 :

On utilisant la méthode des sections :

Déterminer les efforts dans les barres  $S_2$ ,  $D_1$  et  $I_2$  du système de la figure. II.12.

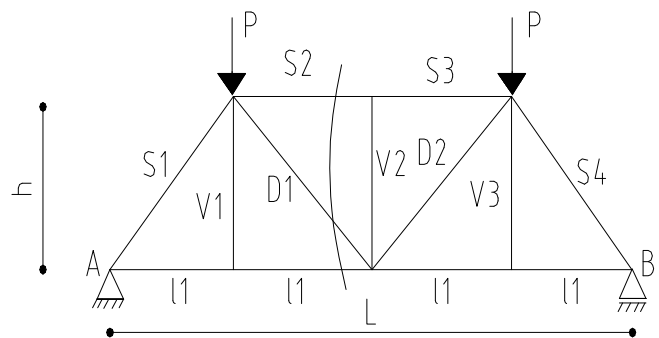


Figure. II.12

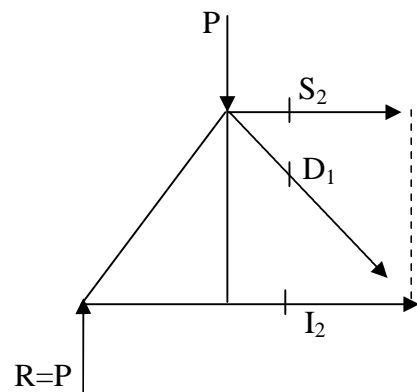
##### Solution :

On montre que le système est isostatique et indéformable. On sectionne le système au niveau des barres où on veut déterminer les efforts. On établit ensuite l'équation de la partie gauche avec les trois inconnues  $S_2$ ,  $D_1$  et  $I_2$ .

$$\sum M / D = 0 \Rightarrow hxS_2 + \frac{PL}{2} - \frac{PL}{4} = 0 \Rightarrow S_2 = -\frac{PL}{4h}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow P - P - D_1 \sin \alpha = 0 \Rightarrow D_1 = 0$$

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow S_2 + I_2 + D_2 \cos \alpha = 0 \Rightarrow I_2 = -S_2 = \frac{PL}{4h}$$



**Application 2 :**

Déterminer les efforts dans les barres  $S_1$  et  $I_1$  de la figure. II.12 , on utilisant la méthode des équilibres des nœuds

**Solution :**

On établit l'équation des équilibres

Des nœuds après avoir remplacé chaque barre concourant

Au nœud par l'effort correspondant. On détermine ainsi

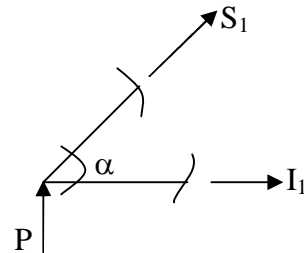
Les efforts inconnus qui ne devraient pas être plus de deux

Par nœud.

Considérant le nœud A. Les équations d'équilibre du nœud s'écrivent :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow P + S_1 \sin \alpha = 0 \Rightarrow S_1 = -\frac{P}{\sin \alpha}$$

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow I_1 + S_1 \cos \alpha = 0 \Rightarrow I_1 = -S_1 \cos \alpha = P \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha}$$



**Remarque :**

On peut combiner la méthode des sections avec celle des nœuds lors de la résolution d'un système en treillis.

**Application 3 :**

Combiner la méthode des équilibres des nœuds avec celle des sections, pour déterminer les efforts du système représenté sur la figure. II.13.

Solution :

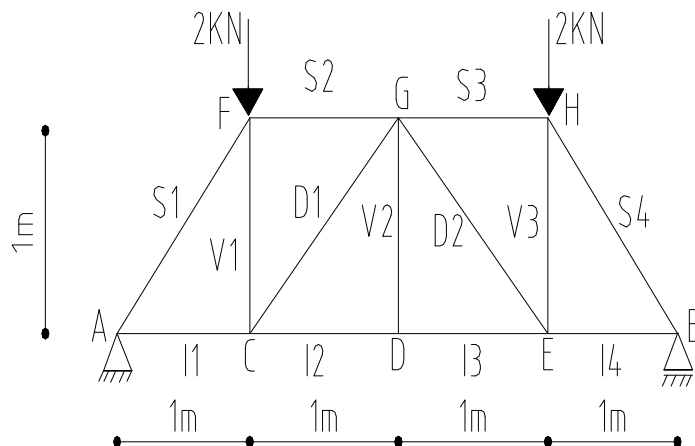


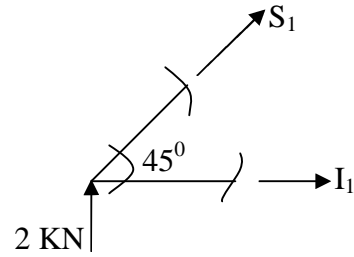
Figure.II.13

**Solution :**

**Equilibre du nœud A :**

$$2 + S_1 \sin 45^\circ = 0 \Rightarrow S_1 = -\frac{2}{\sqrt{2}} \times 2 = -2\sqrt{2} \text{ KN}$$

$$I_1 + S_1 \frac{\sqrt{2}}{2} = 0 \Rightarrow I_1 = -S_2 \frac{\sqrt{2}}{2} = 2 \text{ KN}$$

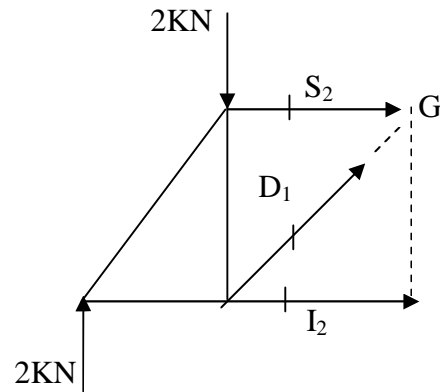


Section 1.1

$$\sum M / G = 0 \Rightarrow 2x_1 - 2x_2 + 1xI_2 = 0 \Rightarrow I_2 = 2 \text{ KN}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 2 - 2 + \frac{\sqrt{2}}{2} D_1 = 0 \Rightarrow D_1 = 0$$

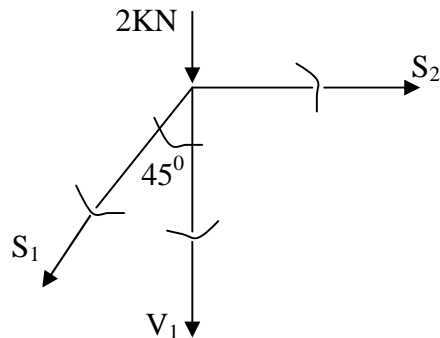
$$\sum F_h = 0 \Rightarrow S_2 + I_2 = 0 \Rightarrow -I_2 = S_2 = -2 \text{ KN}$$



**Equilibre du nœud F :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow \frac{\sqrt{2}}{2} S_1 + V_1 + 2 = 0 \Rightarrow V_1 = 0$$

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow S_2 - \frac{\sqrt{2}}{2} S_1 = -2 + 2\sqrt{2} \frac{\sqrt{2}}{2} = 0$$



**Equilibre du nœud D :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow V_2 = 0$$

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow I_3 = I_2 = -2 \text{ KN}$$

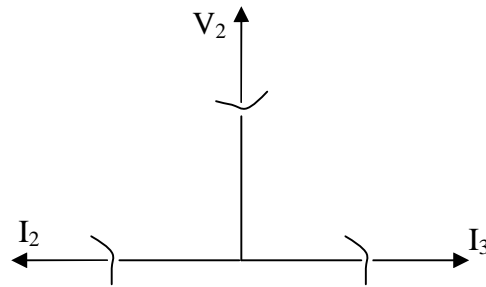
Par symétrie :

$$S_3 = S_2 = 0$$

$$D_2 = D_1 = 0$$

$$S_4 = S_1 = -2\sqrt{2}KN$$

$$V_3 = V_1 = 2KN$$



#### ***II.5.4. Méthode graphique de « Cremona »***

L'analyse des systèmes en treillis ayant un nombre élevé de barres nécessite un effort considérable de calcul et de concentration. A l'époque où on n'avait pas de moyens de calcul, la tâche était plus difficile. Pour surmonter ce problème, on avait procédé par des méthodes graphiques, qui avec des moyens de mesure ordinaire, on peut obtenir une bonne approximation des efforts. Cette méthode est basée essentiellement sur la méthode des nœuds qui consiste à représenter l'équilibre des nœuds par polygones des forces.

#### ***II.5.4. Etapes de résolution :***

- 1- Construction du schéma du système selon une échelle de longueur.
- 2- Désignation alphabétique des nœuds du système.
- 3- Numérotation des intervalles entre les forces extérieures y compris les réactions dans le sens des aiguilles d'une montre, ensuite les mailles du réseau,  
Ainsi chaque barre et par conséquent chaque effort et chaque force extérieure peut-être caractérisé par les deux chiffres entre lesquels il est situé.
- 4- Construction du polygone des forces extérieures selon une échelle de force choisie. En parcourant les forces dans le sens des aiguilles d'une montre et en représentant chaque force par un vecteur dont le point initial et final correspond respectivement aux chiffres situés avant et après la force, on obtient ainsi un polygone fermé.
- 5- Construction des polygones des efforts internes pour chaque nœud, en commençant par le nœud où il n'y a pas plus de deux inconnues.
- 6- L'intensité de l'effort dans chaque barre est égale à la longueur du segment à échelle des forces –correspondant aux deux nombres caractérisant la barre.

7- Le sens de l'effort est déterminé par le sens de parcours du premier au deuxième point correspondant aux chiffres caractérisant l'effort quand on tourne au tour du nœud de l'une des extrémités de la barre dans le sens des aiguilles d'une montre.

L'effort est une compression si le sens est rentrant au nœud et il est représenté par

↔ Si le sens est sortant du nœud l'effort est une traction et, est représenté par

→← Par contre si les chiffres caractérisant la barre sont confondus en un point l'effort est nul et il est représenté par  $-/+/-$

**Remarque :**

Si nous devons déterminer les efforts dans toutes les barres du système, il convient d'utiliser la Méthode des nœuds sous la forme analytique ou graphique (Cremona). Si par contre il est nécessaire de déterminer quelques efforts, il est préférable d'utiliser la méthode des sections.

**II.5.4.2. Applications**

**Application 01 :**

Déterminer graphiquement les efforts ainsi que leur nature dans les barres du système a treillis représenté sur la figure. II.13

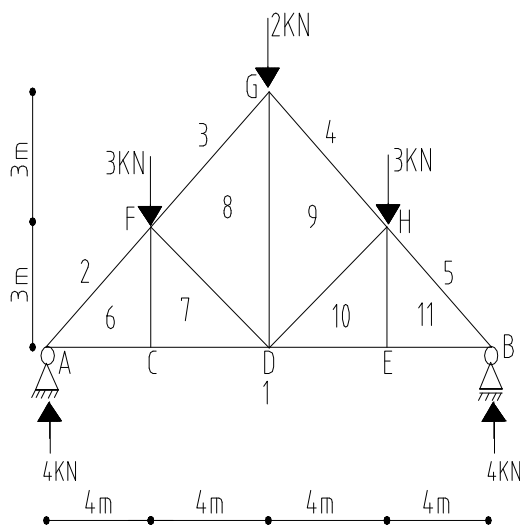


Figure .II.13

**Solution :**

- Les étapes de 1 jusqu'à 3 de la Méthode graphique sont représentées sur la figure. II.13.
- On trace ensuite le diagramme des forces extérieures, qui dans ce cas est un polygone fermé sur une même ligne comme indiqué sur la figure. II.14
- Le diagramme des efforts se détermine en localisant les nombres du réseau, en commençant par le nombre 6 qui se situe sur l'intersection des segments de droites horizontale passant par 1 et diagonale parallèle a AF passant par 2. De la même manière on localise les autres nombres ayant chacun au moins deux nombres adjacents connus (déjà détermines). On obtient ainsi le diagramme des efforts internes de toutes les barres (figure. II.14).

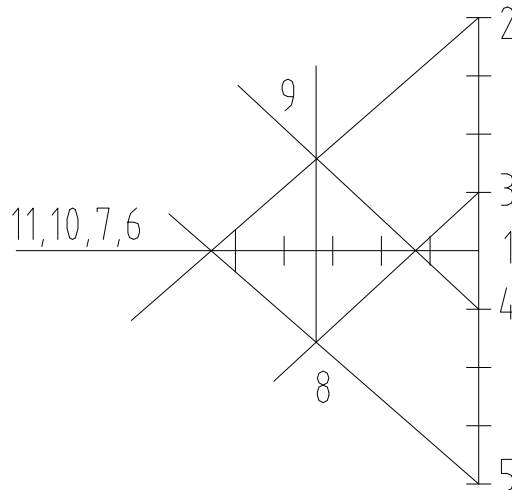


Figure. II.14

Le sens de chaque effort se détermine en appliquant la règle (7) de la méthode de Cremona pour chaque nœud du système. Le signe des efforts dans chaque barre est indiqué par la convention des flèches sur la figure. II.15.

Finalement, on désigne chaque barre par les deux nombres se trouvant de part et d'autres les distances entre chaque pair de nombres donnent la valeur de l'effort dans cette barre. Les efforts dans chaque barre et leurs signes correspondant sont données ci-dessous.

2-6  $AF = -6.7\text{KN}$

1-6  $AC = +5.3\text{KN}$

3-8  $FG = -4.2\text{KN}$

1-7  $CD=+5.3\text{KN}$

6-7  $CF=0.0$

7-8  $DF=-2.5\text{KN}$

8-9  $DG=+3.0\text{KN}$

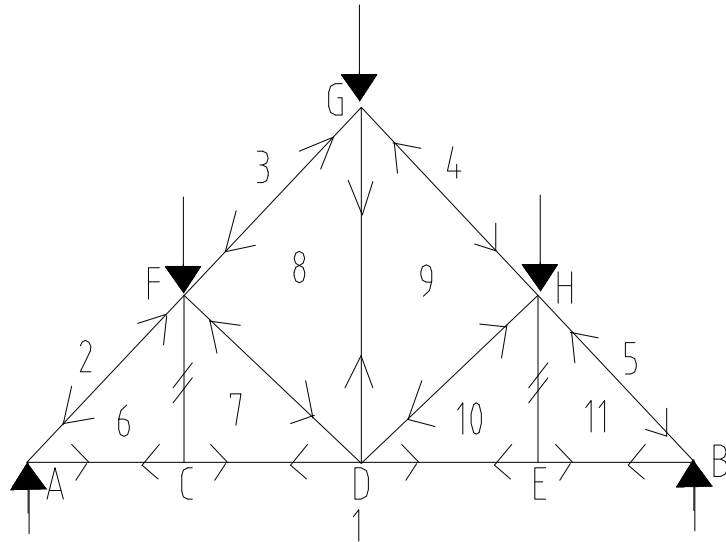


Figure. II.15

**Application 02 :**

Déterminer les efforts dans les barres des systèmes (a), (b) et (c) de la figure. II.16 par la méthode analytique et graphique (Cremona).

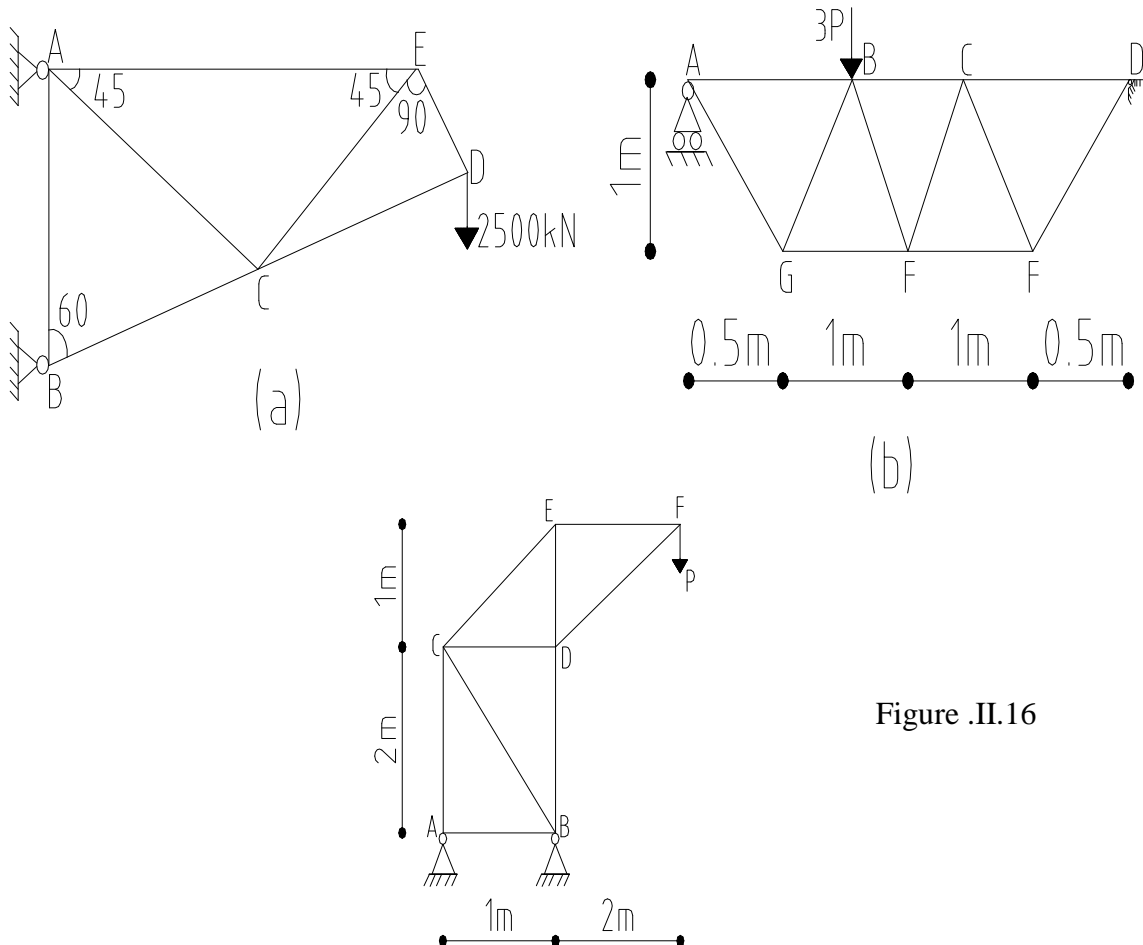


Figure .II.16

***Solution:***

(a)  $AC=600 \text{ k}$ ,

(b)  $BC=-4160\text{kN}$ ,

(c)  $CD=-1835\text{kN}$ ,

(d)  $DE=2240\text{kN}$ ,

(e)  $EC=-2240\text{kN}$ ,

(f)  $AE=3165\text{kN}$ .

## Chapitre III : Structures en treillis hyperstatiques

### III.1. Poutres en treillis hyperstatiques

#### III.1.1. Généralités :

Quand nous avons étudié les poutres en treillis isostatiques, nous avons admis que les barres sont parfaitement centrées et articulées dans les nœuds et que les forces extérieures (charges) agissant seulement sur les nœuds ; comme suite, dans les barres d'un pareil système apparaissent seulement des efforts axiaux (traction ou compression). Dans le présent chapitre on accepte aussi les hypothèses ci-dessus mentionnées. En dehors de ça on doit préciser que les barres supplémentaires, ne croissent dans un panneau, n'ont aucune liaison avec l'autre (respectivement les autres) ; par exemple les diagonales 2-5 et 3-4 (figure III.1(a)) sont indépendantes.

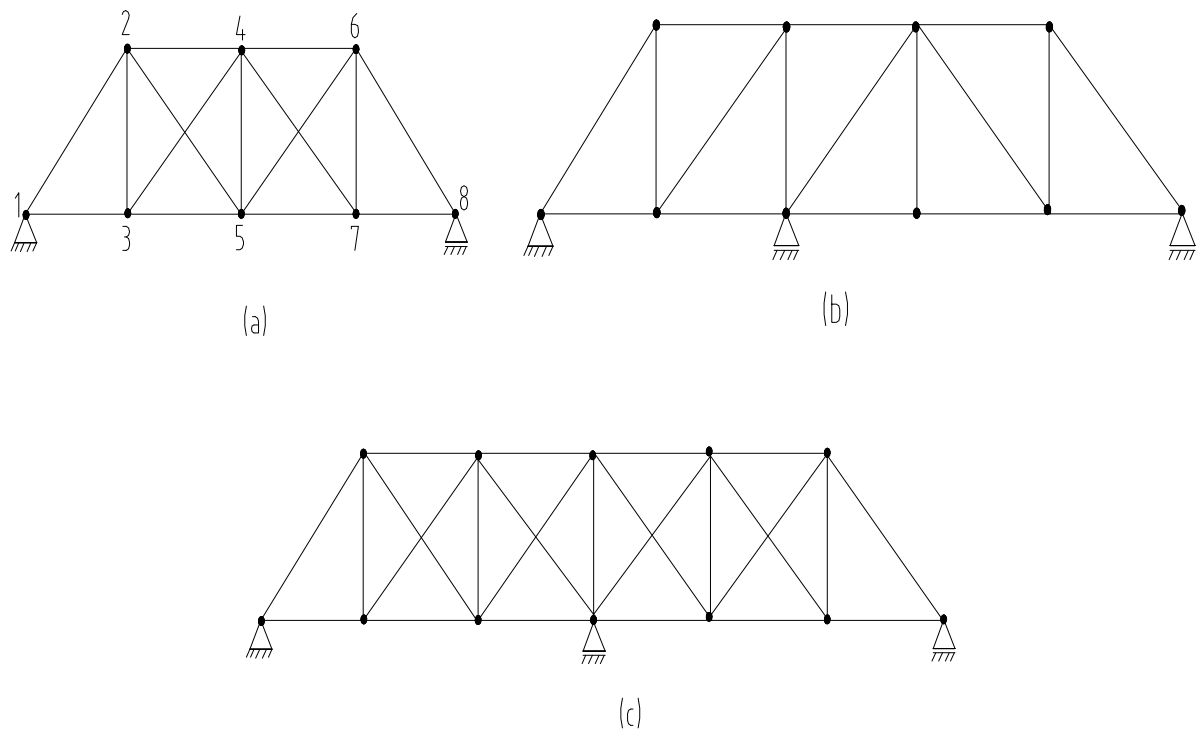


Figure III.1

A l'établissement du degré de hyperstaticité, on utilise la relation :

$$d = bi2n + r$$

Où b représente le nombre de barres, n le nombre des nœuds et r le nombre des liaisons extérieures, ainsi, d représente le nombre des inconnues supplémentaires, c'est à dire le degré de hyperstaticité. Il nous reste seulement à déterminer la provenance des inconnues.

Les poutres en treillis – qui font l'objet du présent chapitre peuvent être intérieurement hyperstatiques (Figure.III.1(a)) extérieurement hyperstatiques (Figure.III.1(b)) ou bien intérieurement, et en même temps, extérieurement hyperstatiques (Figure.III.1(c))

### **III.1.2. Choix du système primitif**

Les étapes de calcul sont les mêmes comme pour les portiques hyperstatiques. Toutefois, il est à souligner que pour le choix du système primitif on doit tenir compte des suivantes observations :

- a. Quand on supprime une, deux ou plusieurs liaisons (supplémentaires) le système obtenu doit être isostatique et pas un mécanisme ; par exemple, pour la poutre indiquée dans la figure.III.1(a), on ne peut pas supprimer en même temps les deux diagonales 2-5 et 3-5 ; par contre, on peut supprimer les diagonales 2-5 et 5-6 :
- b. Le système primitif doit faciliter le calcul des coefficients (respectivement les efforts dus à l'action des charges comme aussi les efforts dus à l'action des forces  $X_j$  considérées unitaire) ; par exemple pour la poutre indiquée dans la Figure.III.1(c)), le système primitif le plus avantageux sera obtenu en supprimant les diagonales 2-5, 4-7, 7-8 et 9-10 comme aussi l'appui intermédiaire, parce que la symétrie facilitera les calculs ;
- c. Pour les poutres ayant un degré de hyperstaticité élevé on fera tout le possible afin d'obtenir le nombre minimum des coefficients secondaires ; dans ce but on doit chercher toujours la symétrie ou bien le groupement des inconnues (le même exemple au point 2.b)

### **III.1.3. Equations des conditions et calcul des coefficients**

Dans le cas que les inconnues représentant les forces se trouvant dans les liaisons extérieures (figure.III.2(b)), l'équation de condition sera :

$$x_1\delta_{i1} + x_2\delta_{i2} + \dots + x_r\delta_{ir} + \dots + x_n\delta_{in} + \Delta_{ic}$$

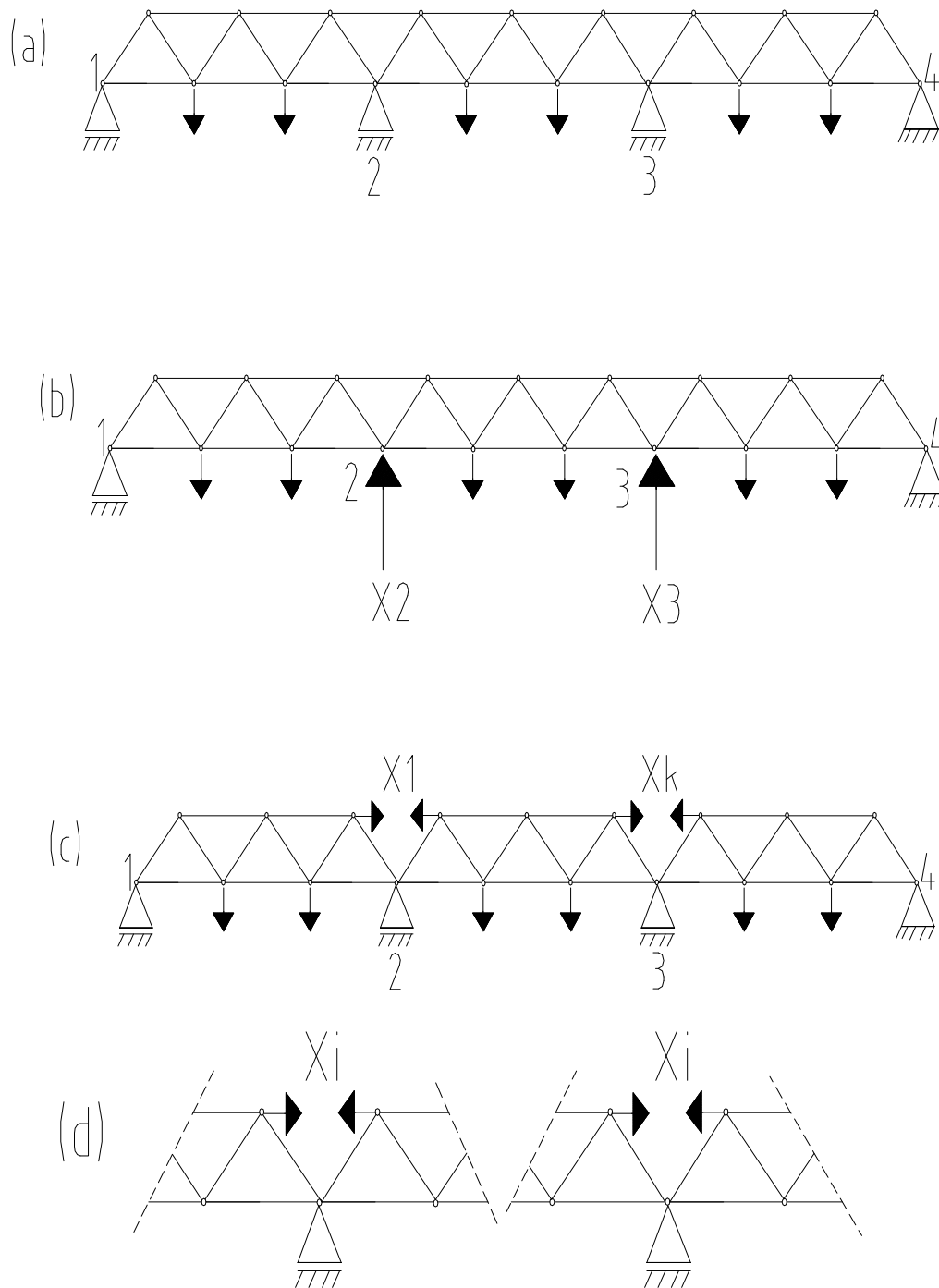


Figure .III.2

Quand les inconnues représentant des efforts se trouvant dans les barres supplémentaires (figure.III.2(c)), l'équation sera :

$$x_1 \cdot \delta_{j1} + x_2 \cdot \delta_{j2} + \dots x_j (\delta_{jj} + \rho_j) + \dots + \Delta_{jc}$$

Dans laquelle :

$$\rho_j = \frac{l_j}{EA_j}$$

Représente l'allongement (respectivement l'accourcissement) de la barre j soumise à l'action de l'inconnue  $X_j=1$ .

Parce que dans les barres il ya seulement un effort axial (constant tout au long de la barre), les coefficients auront la forme :

$$\delta_{ij} = \int \frac{n_i n_j}{EA} dx = \sum \frac{n_i n_j l}{EA}; \quad \Delta_{ic} = \int \frac{n_i N_c}{EA} dx = \sum \frac{n_i N_c l}{EA}$$

Ou la somme est faite pour toutes les barres de la structure.

### **Observations :**

a. Le coefficient de l'inconnue  $x_j$  (indiqué en dessus) est  $(\delta_{jj} + \rho_j)$  pour le cas dans lequel la barre j est coupée (figure .III.2(c)) : quand la barre est supprimée (figure.III.2(d)), l'équation de condition sera :

$$x_1 \cdot \delta_{j1} + x_2 \cdot \delta_{j2} + \dots x_j \cdot \delta_{jj} + \dots x_n \cdot \delta_{jn} + \Delta_{jc} = -x_j \cdot \rho_j$$

Comme dans le cas des tirants pour les portiques isostatiques.

b. Il ya par fois des cas dans lesquelles le système primitif peut être obtenu en supprimant des barres (figure.III.2(c)). C'est a ce lui qui fait le calcul statique a choisir entre les deux possibilités en tenant compte des facilités, respectivement difficultés du calcul.

c. Afin de réduire le volume du calcul astatique, il sera conduit dans tableau (voir problème résolu)

### **III.1.4. Calcul des efforts**

Le calcul des efforts se trouvant dans les barres d'une poutre en treillis hyperstatique sera fait en superposant les efforts (comme pour les portiques hyperstatiques). Pour une barre quelconque du système :

$$N_c = N_{xc} + \sum X_i \cdot n_i$$

Les efforts calculés aussi à laide d'un tableau.

**Attention :**

Dans la pratique des constructions métalliques (par exemple pour les halles industrielles), le contreventement est réalisé à l'aide des poutres en treillis. Ces poutres (figure III.3) paraissent être hyperstatiques, parce que chaque panneau a deux diagonales. Mais, étant donné qu'ils

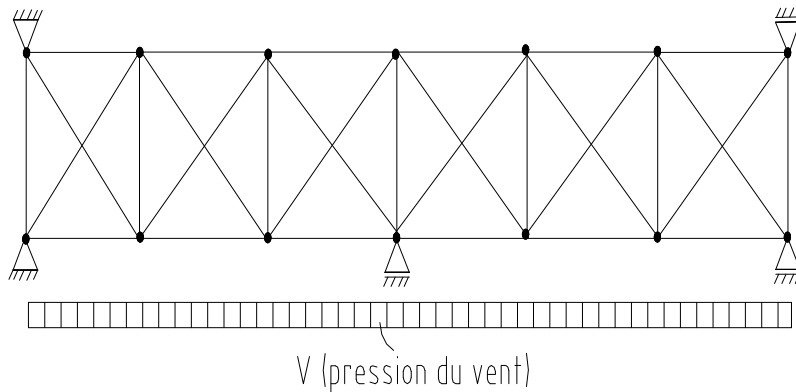


Figure.III.3

sont des tirants, les poutres seront considérées isostatiques: quand la pression du vent agit dans un sens, seulement une diagonale reçoit un effort de traction – l'autre n'est pas fonctionnelle étant comprimée ; pour l'autre sens du vent, ce sont les autres diagonales qui reçoivent une traction.

**III.1.5. Application :**

Pour la poutre en treillis, indiquée dans la figure III.3, et soumise à l'action d'une charge horizontale de 12 tf :

Déterminer les efforts se trouvant dans les barres du système. On connaît que :  $A=10 \text{ cm}^2$  et que le module  $E=2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ .

**Solution :**

Le structure présente deux degrés de hyperstaticité intérieure, étant donné que chaque panneau a deux diagonales. Le degré de hyperstaticité peut être aussi établi à l'aide de la relation :

$$d = b - 2n + r$$

$$\begin{cases} b = 11 \\ n = 6 \Rightarrow d = 11 - 2 \times 6 + 3 = 2 \\ r = 3 \end{cases}$$

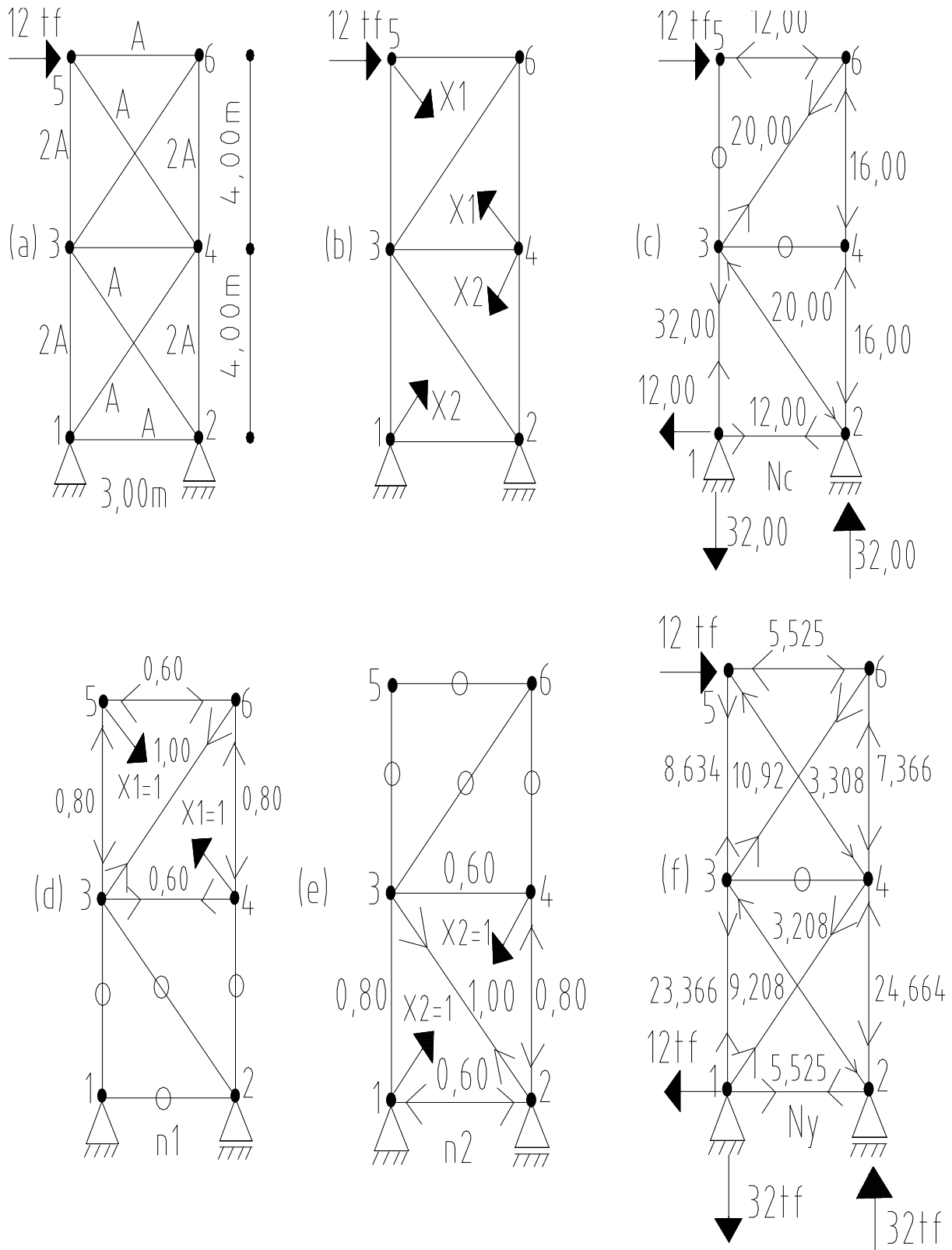


Figure. III.4

Pour le système primitive choisi et dessiné dans la figure. III.4. b, où on a supprimé les deux diagonales supplémentaires 1-4 et 4-5, le système des équations de condition sera :

$$\begin{cases} \delta_{11} \cdot x_1 + \delta_{12} \cdot x_2 + \Delta_{1c} = -\rho_1 \cdot x_1 \\ \delta_{21} \cdot x_1 + \delta_{22} \cdot x_2 + \Delta_{2c} = -\rho_2 \cdot x_2 \end{cases}$$

Où  $\rho_1$  et  $\rho_2$  représentent l'allongement de la diagonale 5-4 et respectivement 1-4, quand celles-ci sont soumises à l'action d'un effort axial  $X_1=1$  et  $X_2=1$  :

$$\rho_1 = \rho_2 = \frac{5,00}{E \times 0,001} = \frac{5000}{E}$$

Les efforts  $N_c$ , dus à l'action de la charge extérieure sur le système primitif, sont inscrits (en tf) sur les barres (figure. III.4. c) comme aussi dans la colonne 4 du tableau III.4.1, dans lequel on a concentré les calculs. La force unitaire  $X_1=1$ , produira les efforts  $n_{i1}$  seulement dans les barres du panneau supérieur (figure. III.4. d et colonne III.4.1). De même, seulement les barres du panneau inférieur auront des efforts  $n_{i2}$  quand le système primitif est soumis à l'action de la force  $X_2=1$  (figure. III.4. e et colonne 6 du tableau III.4.1).

Barre	l (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_i$ (cm)	$N_c$ (tf)	$n_1$	$n_2$	$n_1^2 \cdot \rho$	$n_2^2 \cdot \rho$	$n_1 n_2$	$N_c \cdot n_1 \rho$	$N_c \cdot n_2 \rho$
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1-3	400	20	200	+32	0	-0,8	0	128	0	0	-5120
1-2	300	10	300	-12	0	-0,6	0	108	0	0	-2160
1-4	500	10	500	0	0	0	0	0	0	0	0
2-4	400	20	200	-16	0	-0,8	0	128	0	0	2560
3-4	300	100	300	0	-0,6	-0,6	108	108	108	0	0
3-5	400	20	200	0	-0,8	0	128	0	0	0	0
3-6	500	10	500	+20	+1,0	0	500	0	0	10,00	0
5-6	300	10	300	-12	-0,6	0	108	0	0	2,160	0
6-4	400	20	200	-16	-0,8	0	128	0	0	2560	0
2-3	500	10	500	-20	0	1,0	0	500	0	0	-10.00
4-5	500	10	500	0	0	0	0	0	0	0	0
$\Sigma$	-	-	-	-	-	-	972	972	108	14,72	-14.72

**Tableau III.1**

Afin de simplifier les calculs, on multiplie les deux équations par  $E=2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Ainsi, au lieu de calculer par exemple  $\delta_{11}$ , on calcule :

$$E.\delta_{11} = E.\sum \frac{n_1^2 l_1}{E x A_i} = \sum \frac{n_1^2 l_i}{A_i}$$

Barre	N <sub>c</sub> (tf)	X <sub>1</sub> .n <sub>1</sub> (tf)	X <sub>2</sub> .n <sub>2</sub> (tf)	N <sub>x</sub> (tf)
0	1	2	3	4
1-2	+12,000	0	-6,475	+5,525
1-3	+32,000	0	-8,634	+23,366
2-4	-16,000	0	-8,634	-24,634
2-3	-20,000	0	+10,792	-8,208
3-4	0	+6,475	-6,475	0
3-5	0	+8,634	0	+8,634
3-6	+20,000	-10,792	0	+9,208
4-6	-16,000	+8,634	0	-7,366
5-6	-12,000	+6,475	0	-5,525
1-4	0	-10,792	0	-10,702
4-5	0	0	+10,792	+10,792

**Tableau III.2**

Dans les colonnes 7 et 8 du tableau III.4.2 se trouvent les valeurs  $\frac{n_1^2 l}{A}$  et  $\frac{n_2^2 l}{A}$  et donc :

$$E.\delta_{11} = E.9720 = E.\delta_{22}$$

C'est-à-dire les coefficients principaux, et dans la colonne 9 :

$$E.\delta_{12} = E.\delta_{21} = E.1080$$

Pour les termes libres on obtient :

$$E.\Delta_{1c} = E.147200; \quad E.\Delta_{2c} = E.147200$$

Les deux équations auront (après avoir simplifié par e) la forme :

$$\begin{cases} 14720.X_1 + 1080.X_2 + 147200 = -5000.X_1 \\ 1080.X_1 + 9720.X_2 - 147200 = -5000.X_2 \end{cases}$$

Avec les solutions :

$X_1 = -10,792$  tf et  $X_2 = +10,792$  tf.

L'effort se trouvent dans chaque barre du système est déterminé en utilisant la superposition des effets :

$$N_{ix} = N_c + n_{1i} \cdot X_1 + n_{2i} \cdot X_2$$

Ainsi, par exemple, pour la barre 3-5 :

$$N_{3-5} = 0 + (-0,8) \cdot (-10,792 + 0,10,792) = -8,634 \text{tf}.$$

Pour toutes les barres, la superposition est faite dans le tableau III.4.2, et les valeurs obtenues (par exemple) l'équilibre du nœud 3 :

$$X_i = +9,208 \cdot \cos \alpha - 9,208 \cdot \cos \alpha = 0$$

$$Y_i = +8,634 - 23,366 + 2,9,208 \cdot 0,8 = 0$$

## ***Chapitre IV : Contreventement des structures en treillis***

### ***IV.1. Généralités***

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

#### ***1. La triangulation (treillis)***

Il s'agit du type le plus fréquent ; les treillis en N conviennent bien lorsqu'il n'y a pas d'inversions d'efforts. Lorsque l'on est en présence d'inversions d'efforts possibles on préfère les croix de saint André (quelquefois les treillis en K ou V peuvent convenir).

#### ***2. La rigidification des nœuds (cadre-portique)***

Ils se justifient pleinement lorsque l'on doit laisser le passage libre, ou pour éviter des diagonales inesthétiques, ou bien parfois pour laisser une plus grande liberté pour une modification de la structure.

#### ***3. Remplissage (voile, diaphragme)***

On utilise des voiles en béton pour les fortes sollicitations. Pour les faibles sollicitations des voiles en maçonnerie conviennent. Lorsqu'il existe un noyau ou un mur de refend celui-ci peut bien servir de contreventements (il s'agit surtout d'un cas pour les bâtiments à étages).

Attention les éléments de bardage et de couverture en tôles (bac acier) ne doivent pas être utilisés comme des éléments de contreventements.

Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge extérieure et notamment sous l'action des charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismiques, chocs de véhicules...).

Autrement dit, la conception générale d'une structure, ainsi que de chacun de ses composants, doivent permettre d'assurer la descente des charges horizontales depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

#### ***IV.1.1. Définition***

L'ensemble des éléments structuraux destinés à assurer la descente des charges horizontales s'appliquant sur un bâtiment est appelé système de contreventement.

**Nota:** dans le cas de contreventement par remplissages, il faut toujours s'assurer que la transmission d'efforts entre éléments porteurs et éléments de stabilisation se fasse correctement (Maisons à colombage).

#### ***IV.2. Principes de bases de contreventement de structure***

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries simples et compactes sont donc à privilégier. À l'opposé les formes en U ou en L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement et/ou une mauvaise répartition des éléments rigides entraîne nécessairement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

La notion de torsion est donc très importante pour l'étude des structures vis-à-vis des efforts horizontaux et on verra que celle-ci peut être évitée en faisant coïncider le centre de torsion avec le point d'application de la charge. Par exemple dans le cas d'une structure soumise aux efforts de vent, l'adoption d'un système de contreventement symétrique est une bonne réponse à ce problème de torsion.

##### ***IV.2.1. Origine des efforts***

Les sollicitations horizontales auxquelles sont soumises les structures proviennent pour des efforts de vent ou de sollicitations sismiques.

Les efforts de vent sont fonctions en plus de la situation géographique, de l'orographie (science géographique du relief), de l'exposition de l'ouvrage et de la volumétrie du bâtiment.

Les sollicitations sismiques dépendent principalement de la zone sismique dans laquelle se trouve le bâtiment, de la géométrie du bâtiment, de sa régularité en plan et en élévation, de sa masse et de la nature du sol sur lequel il se trouve, il faut s'assurer de la capacité de celui-ci à recevoir une construction dans de bonnes conditions.

Le tremblement de terre engendre des effets de deux natures,

1- Des effets directs, les tremblements de terre sont engendrés dans des plans de faille et provoquent un déplacement au niveau de la faille qui peut être vertical et (ou) horizontal et qui peuvent entraîner des déplacements en surface, un choc et une propagation des ondes sismiques dont l'amplitude et la durée sont influencées par la qualité du sol sous les bâtiments.

2- des effets indirects, sous l'effet du tremblement de terre, l'ébranlement des sols va entraîner des pertes de cohésion de ces sols qui vont se traduire par des liquéfactions des sols (perte de la résistance des sols sous les constructions), des affaissements ou des tassements des sols.

Comme on le voit, les deux calculs d'efforts de vent et de séisme sont assez différents. Les efforts sismiques faisant intervenir notamment des notions de période et de dissipation d'énergie, un ouvrage bien conçu pour résister aux efforts de vent ne le sera pas nécessairement pour la résistance au séisme.

### ***IV.3. Contreventement verticaux***

Il existe deux grands principes pour réaliser les contreventements verticaux : par noyau ou par refend. Le contreventement par noyau est réalisé en positionnant au centre de la structure un élément rigide destiné à reprendre l'intégralité des charges horizontales. Ce sont généralement les circulations verticales telles que les cages d'ascenseur ou d'escalier qui remplissent cette fonction. Dans un contreventement par refends, la rigidité est assurée soit par des panneaux rigides (murs en ossature bois rigidifiés par panneaux, murs en bois massif contrecollé) soit par la création de palées de stabilité triangulées ou encore par des portiques rigides.

Le contreventement vertical doit être conçu de manière à stabiliser la structure sur toute la hauteur de l'ouvrage tout en apportant un minimum d'efforts aux fondations.

En général, les treillis de contreventement sont conçus de façon que les diagonales soient sollicitées à la traction seulement : deux diagonales croisées sont donc nécessaires (croix de St-André). Si les contreventements qui couvèrent plusieurs travées ou toute la largeur du bâtiment. Un deuxième type de contreventement vertical est la paroi en béton armé. Il s'agit de murs disposées en façade ou à l'intérieure du bâtiment et sur toute la hauteur de la structure.

Comme dans le cas des halls, il existe différentes façons de disposer en plan les contreventements verticaux. Des contreventements disposés de façon symétrique dans les deux directions orthogonales du plan. Les contreventements horizontaux situés dans les planchers et la toiture sont considérés comme des poutres simples appuyées sur deux contreventements verticaux de façade. Ceci dans deux directions. Le vent transversal est équilibré par une combinaison des deux contreventements longitudinaux de façade avec le contreventement en béton du pignon. Les conditions d'équilibre énoncées sont respectées, car le couple crée par l'excentricité de la force due au vent par rapport au pignon est équilibré par les réactions de deux contreventements métalliques perpendiculaires au mur en béton.

La figure IV.1 illustre des exemples de disposition de contreventements verticaux

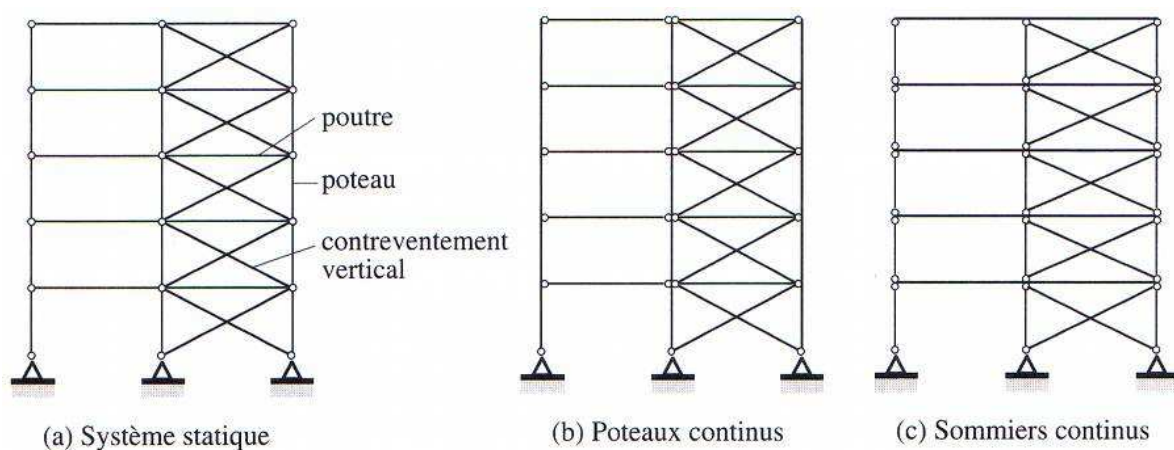


Figure IV.1 Exemples de disposition des contreventements verticaux

#### IV.4. Contreventement horizontal

Le plus souvent, les dalles de plancher et de toiture constituent des surfaces rigides suffisantes pour la transmission des efforts horizontaux. Si les dalles n'exercent pas cette fonction stabilisatrice, des contreventements horizontaux sont alors nécessaires.

Si les poteaux sont continus, des contreventements horizontaux ne sont nécessaires que tous les deux à trois étages, la résistance à la flexion des poteaux étant généralement suffisante pour absorber les efforts dus au vent et aux séismes sur cette hauteur. La figure IV.2 donne un exemple de disposition des contreventements d'une structure à toiture horizontale.

Les contreventements horizontaux sont réalisés généralement par des dispositions constructives au niveau des planchers et de la toiture. Il est assuré par un diaphragme constitué de solives d'un platelage et éventuellement d'une dalle collaborant et des éléments de chaînage dans le cas de bâtiments à étages, soit par la réalisation de poutres au vent généralement obtenues par triangulation des éléments de stabilité.

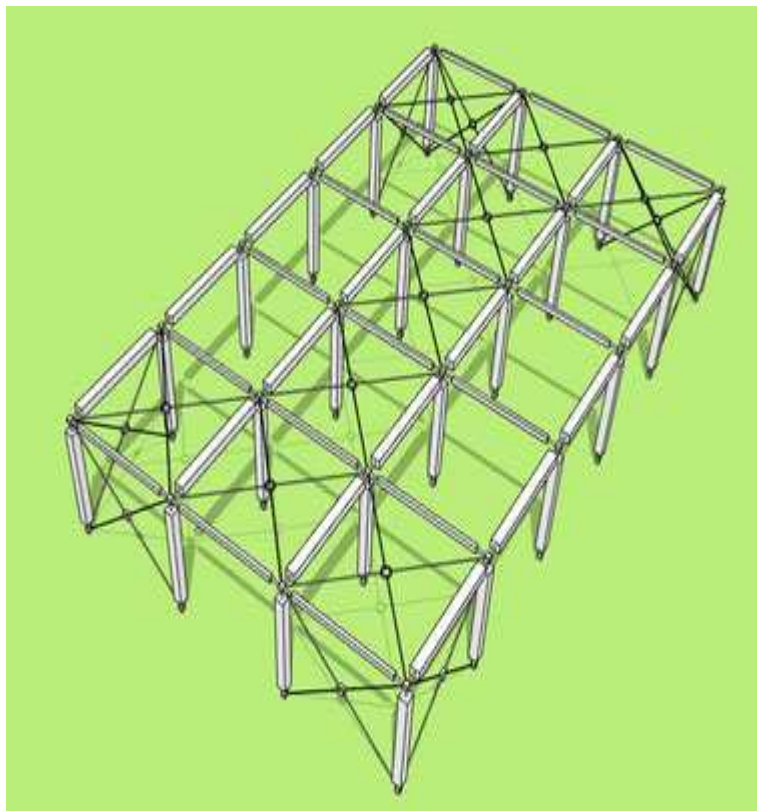


Figure IV.2 Contreventements d'une structure à toiture horizontale

#### ***IV.4.1. Principe du diaphragme rigide :***

On appelle diaphragme rigide tout plancher haut (ou toiture) contreventé de telle sorte qu'il peut se comporter à la manière d'une poutre. Les appuis de cette poutre seront les palées de stabilité. De la même manière qu'une poutre "classique" est stabilisée par le blocage de 3 degrés de liberté (1 encastrement OU 1 articulation + 1 appui glissant OU 3 appuis glissants), il faut bloquer au minimum 3 degrés de liberté du diaphragme rigide pour assurer sa stabilité.

La répartition des efforts entre les éléments verticaux dépend directement de la nature du plancher. On peut définir deux types de planchers correspondant à deux comportements vis-à-vis des efforts horizontaux : les planchers souples et les planchers rigides.

#### ***IV.4.2. Les planchers***

Le choix du type de plancher dépend d'un grand nombre de facteurs : structurel, esthétique, acoustique, feu, thermique, etc. Ainsi, on distingue dans les constructions en bois principalement trois grands types de plancher : le plancher traditionnel composé de solives et de panneaux rigides, le plancher en bois massif contrecollé, et enfin le plancher mixte bois béton.

Pour chaque type de plancher sont présentés la composition générale, les dispositions constructives et enfin les points importants pour le contreventement.

Ce type de plancher fonctionne très bien dans le cas de structure entièrement en bois dans la mesure où il est bien contreventé (panneaux bois ou poutre au vent). Il permet de jouer le rôle de diaphragme et de répartir les efforts horizontaux entre les éléments.

#### ***IV.5. Règle de contreventement***

##### ***IV.5.1. Principes de bases***

Pour équilibrer une force agissant dans n'importe quelle direction du plan, il faut disposer d'au moins trois lignes de forces :

- Les lignes d'actions des forces ne doivent pas être concourantes
- les lignes d'action des forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles

##### ***IV.5.2. Analogie***

Le contreventement d'un bâtiment suit en grande partie les règles d'iso statisme. Pour pouvoir stabiliser un bâtiment il est nécessaire de supprimer les six degrés de liberté possibles, à savoir les trois translations suivant (O, x, y, z) et les trois rotations autour des axes (O, x, y, z).

Supposons un bâtiment placé dans un repère (O, x, y, z) la cote suit la hauteur du bâtiment. Si ce bâtiment possède un diaphragme rigide, il reprendra les efforts suivant trois degrés de liberté ( $R_x$ ,  $R_y$ ,  $T_z$ ) puisqu'il s'agit d'un plan. Les murs qui soutiennent ce diaphragme rigide devront eux reprendre les efforts suivants  $T_x$ ,  $T_y$  et  $R_z$ .

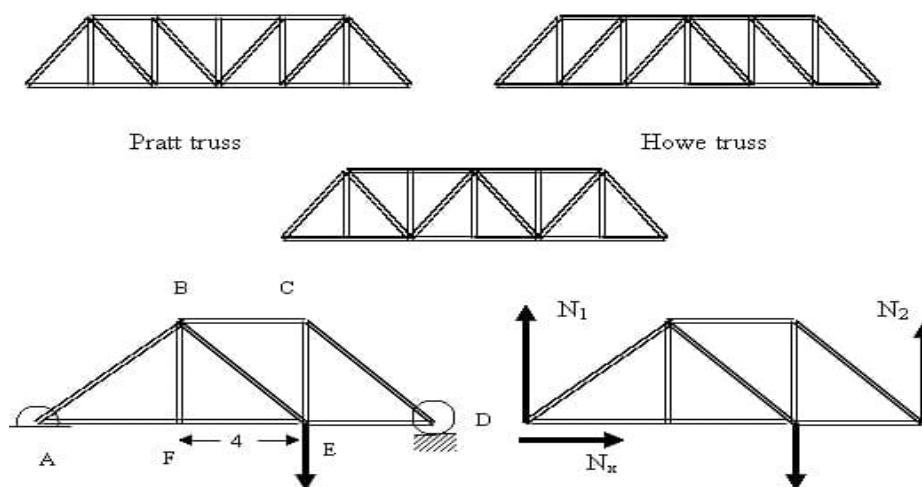
Le contreventement consiste à assurer la stabilité longitudinale d'un ouvrage à partir de « barres » formant une triangulation entre les éléments de structure (portiques ou arcs, pannes, lisses, poteaux...) représentant des « cadres » déformables initialement.

Ces barres peuvent être en bois reprenant des efforts de traction ou de compression, mais aussi en métal reprenant uniquement des efforts de traction ; ce deuxième cas nécessite alors une disposition systématique en croix de Saint André.

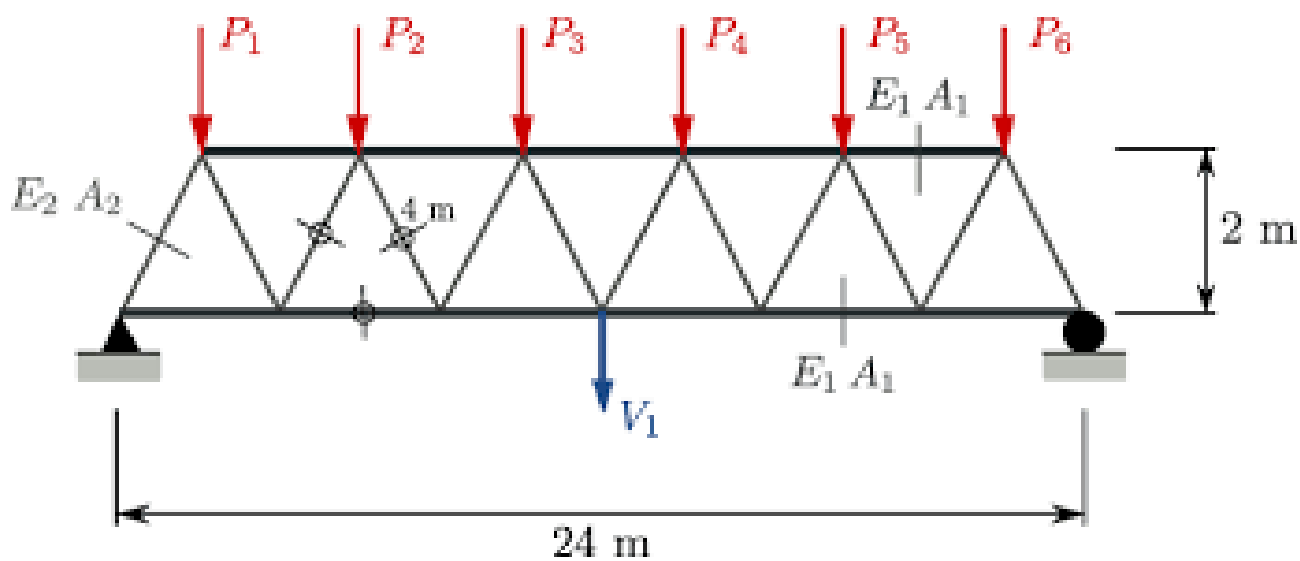
#### IV.6. Le contreventement de toiture

##### IV.6.1. Les dispositifs

En toiture, l'ensemble formé par les portiques (ou arcs), les pannes et les « barres » est appelé : poutre « au vent » ; les schémas ci-dessous présentent les principaux dispositifs :

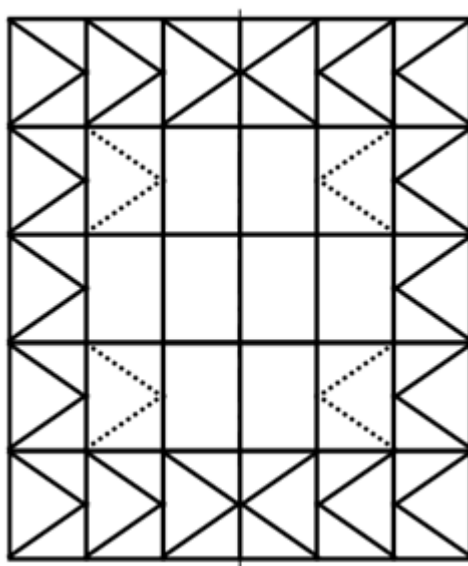


Treillis en « N »



Treillis en « V »

Pour des pressions de vent conséquentes et (ou) sur des grands ouvrages, les barres de contreventement sont disposées entre d'autres travées afin de répartir de manière uniforme les efforts ; ce dispositif forme un ensemble appelé : poutre d'égale résistance :



Treillis en « K » (pour L'illustration)

### ***1. Croix de saint André***

Est une croix en forme de X. Son nom provient de la forme de la croix qui aurait été utilisée selon la tradition pour supplicier saint André. Le contreventement par Croix de St André reprend cette forme en X qui est ni plus ni moins qu'une triangulation de quatre triangles. Cette croix peut être réalisée à l'aide de bras en bois ou à l'aide de haubans. Dans le cas de haubans, l'assemblage est réglable.

### ***2. Le treillis en « V »***

- Les pannes et les bras de contreventement sont situés au même niveau.
- Les fermes reprennent la couverture sur les arbalétriers.
- Les arbalétriers forment les membrures de la poutre, l'ensemble pannes, bras de contreventement forment le voile de la poutre et permettent par triangulation d'assurer la rigidité de la poutre.
- Les ferrures de fixation des pannes peuvent être soit en U soit en deux parties (âme + doigt).



**Contreventement en V**

### ***3. Le treillis en « V » sous les pannes***

Pannes reprennent la couverture et tous les éléments de contreventement sont placés sous les pannes.

Sur la photo ci-contre, la poutre constituée des deux portiques représentant les membrures de la poutre, les pannes qui servent d'âme à la poutre et les éléments de contreventement qui permettent la stabilité de l'ensemble.

### ***4. Le treillis en « K »***

Pour des pressions de vent conséquentes et (ou) sur des grands ouvrages, les barres de contreventement sont disposées entre d'autres travées afin de répartir de manière uniforme les efforts ; ce dispositif forme un ensemble appelé : poutre d'égale résistance : Les bras de contreventement peuvent être vissés ou montés sur ferrures métalliques.

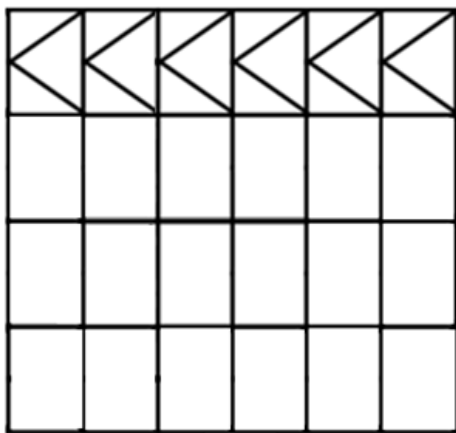


**Contreventement en « K »**

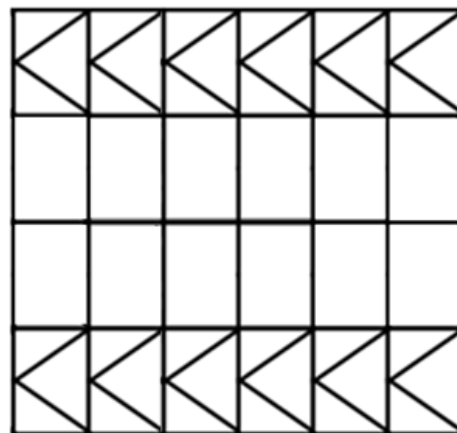
### 5. Cas d'études :

D'une manière générale, le contreventement de toiture forme une ceinture au niveau des rives ; le schéma ci-dessus en est l'illustration. Mais il est possible suivant les cas de déplacer la poutre d'égale résistance à l'intérieur d'une travée pour des problèmes de passage ou de structure.

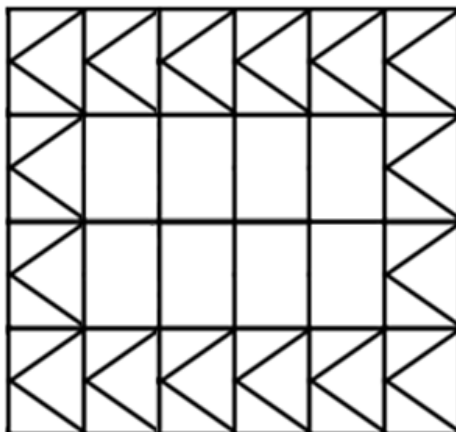
En cas de fortes charges, il sera possible de renforcer les zones de contraintes au droit des poutres.



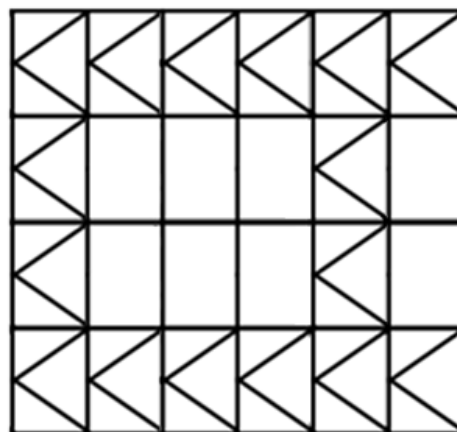
Principe d'une poutre d'égale résistance



Poutres sur les deux rives



Ceinture au niveau des rives



Déplacement d'une poutre

#### ***IV.6.2. Noyau de stabilité des immeubles-tours***

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.).

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

Dans certains cas, le noyau de stabilité a été réalisé en béton armé, alors que les parties périphériques comportaient une ossature – poutres et poteau – en métal. Il faut cependant noter que, dans certains immeubles-tours, ce sont les ossatures des façades qui ont été conçues pour assurer la stabilité sous l'action du vent.

Dans les cas visés au premier alinéa de ce paragraphe, les calculs ne diffèrent pas, dans leurs principes, de ceux correspondant à la solution du contreventement par voiles en béton armé; il faut déterminer la répartition des efforts entre les différents voiles dans chaque sens et étudier notamment la résistance des linteaux entre éléments de voiles situés dans un même plan.

La solution envisagée au quatrième alinéa relève d'un calcul de portiques à grand nombre de travées et d'étages, qui ne peut guère être abordé que par l'utilisation de programmes de calcul automatique.

#### ***IV.6.3. Montage***

Des contreventements provisoires sont nécessaires chaque fois que la stabilité en cours de montage ne peut être assurée par les éléments de la structure en place. Ils transmettent les forces horizontales dues au vent ainsi que les charges de construction sur les fondations ou sur les parties de structure capables de supporter ces forces.

Les contreventement provisoires sont disposés dans des plans horizontaux et verticaux et sont constitués le plus souvent de croix de St-André en cornières ou fers ronds. Il est aussi possible d'utiliser des câbles, qui servent alors également de moyens de réglage, la dalle qui n'est pas

encore coulée et durcie et ne peut exercer sa fonction stabilisatrice. On utilise quelquefois la tôle profilée du plancher comme contreventement provisoire horizontal.

## Références Bibliographiques

- [1] Landowski M, Lemoine B. *Concevoir et construire en acier*. Collection *Mémentos acier*. Arcelor, Luxembourg, 2005. ISBN : 2-9523318-0-4, 2005.
- [2] G. A. Dobrescu, « *Statique des constructions – Problèmes* » Tome1, Office des publications universitaires, Alger, 1992.
- [3] *Construire avec les aciers – ouvrage collectif, 2e éd. revue et augmentée, sous la dir. de Bertrand Lemoine– coll. « Techniques de conception »* Éditions du Moniteur, Paris, 2002.
- [4] Daussy, Robert. *Guide pratique de charpente métallique*. Éditions Eyrolles, Paris, 1993
- [5] Habermann, Karl J., Schulitz, Helmut C., Sobek, W. *Construire en acier – Éditions Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2003 – Édition originale en langue allemande, Detail, Munich, 1999.*
- [6] Hart, F, Henn, W & Sontag, H – *Structure acier – Bâtiments à étages – Éditions Publimétal et SEPFI, Paris, 2e éd. 1986*
- [7] Hirt, Manfred A. et Crisinel, Michel – *Charpentes métalliques : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments – Traité de Génie Civil, vol. 11, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2001.*

[8] Miettinen Esko, Saarni Risto – *Use of Steel in house building* – The Finnish Constructional Steelwork Association, Helsinki, 2000

[9] Roesch, Louis – *L'Acier, sa fabrication, ses propriétés, sa mise en oeuvre, ses emplois* – Éditions Otua, La Défense, 2003.

[10] Ir. Jacques Dehard. *ANALYSE DES STRUCTURES EN ACIER*. Deh 2009

[11] Hirt, Manfred A., Nussbaumer, Alain, Crisinel, Michel et Lebet, Jean-Paul – *Construction métallique. Bases de calcul et exemples numériques adaptés aux nouvelles normes* – Complément du *Traité de Génie Civil*, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2004.