

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



# MEMOIRE

*De fin d'étude*

*En vue de l'obtention du diplôme  
de Master en Génie civil*

OPTION :  
CHARPENTE METALLIQUE

## Thème

**ETUDE COMPARATIVE D'UN HANGAR  
SELON LES REGLEMENTS  
EUROCODE 3 ET CM 66**



*Proposé et dirigé par :*  
M<sup>r</sup> DAHMANI LAHLOU

*Présenté par :*  
M<sup>r</sup> OUALI KAMAL

Promotion 2014-2015

# ***DEDICACE***

**Je dédie ce modeste travail à :**

- **Ma chère mère et mon cher père**
- **Mes frères et sœurs**
- **Tout mes cousins et cousines**
- **Mes deux grandes mères.**
- **Mes oncles**
- **Mes chers amis**
- **In memory of all the deceased .**

**We belong to Allah and to Him we shall return**

*K.OUALI*

## Remerciements

- ❖ Louange à ALLAH l'unique dieu et seigneur le clément, le miséricordieux.
- ❖ Je tiens à présenter en tout premier lieu mes vifs remerciements à mes parents et mon frère.
- ❖ Je tiens à présenter en seconde lieu mes vifs remerciements à mon professeur consultant : *DAHMANI* pour son suivi et ses orientations tout au long de l'élaboration de mon travail, en lui exprimant mes profondes gratitude
- ❖ Mes remerciements à l'ensemble des enseignants de l'université de MOULOUD MAMMERI.
- ❖ Mes sincères remerciements à mes amis et frères qui n'ont pas cessé de m'aider le long du cursus.
- ❖ Que tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de Mes profondes gratitude.

## Notations et symboles

### ACTIONS

$G$	Charge permanente ponctuelle
$Q$	Charge d'exploitation ponctuelle
$S_n$	Charge de neige normale
$S_e$	Charge de neige extrême
$q_n$	Charge de vent normale
$q_e$	Charge de vent extrême
$P$	Charge uniformément répartie, en général
$g$	Charge permanente uniformément répartie
$q$	Charge d'exploitation uniformément répartie

### SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS

$E$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\ 000$ MPa)
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 81\ 000$ MPa)
$F_p$	Effort de précontrainte dans un boulon
$M$	Moment sollicitant, en général
$M_{cr}$	Moment critique élastique
$M_{eff}$	Moment efficace (section de classe 4)
$M_{el}$	Moment élastique
$M_N$	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
$M_{pl}$	Moment plastique
$M_R$	Moment résistant
$N$	Effort normal, en général
$N_K$	Effort normal critique d'Euler
$N_{pl}$	Effort normal de plastification
$N_u$	Effort normal ultime
$V$	Effort tranchant sollicitant
$V_{pl}$	Effort tranchant de plastification
$V_u$	Effort tranchant ultime
$f$ (ou $\delta$ )	Flèche d'une poutre
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon
$f_Y$	Limite d'élasticité d'un acier
$f_{red}$	Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_Y$
$\varepsilon$ (epsilon)	Déformation linéaire unitaire
$\varepsilon_Y$	Déformation correspondant à la limite d'élasticité
$\sigma$ (sigma)	Contrainte normale
$\sigma_K$	Contrainte critique d'Euler
$\tau$ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
$\tau_{cr}$	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement
$\nu$ (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$ )
$\Delta$ ou $\delta$ (delta)	Déplacement horizontal en tête de poteaux

## COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

$K$	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
$a$	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section tot
$k_y$ et $k_z$	Coefficients de flambement flexion
$m$	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
$n$	$N / N_{pl}$ ou nombre de boulons
$\varepsilon$ (epsilon)	Coefficient de réduction élastique de l'acier ( $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ )
$\lambda$ (lambda)	Élancement $\left[ \lambda = \frac{l_k}{i} \right]$
$\lambda_k$	Élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[ \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$
$\chi$ (chi)	Coefficient de réduction de flambement

## CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

$A$	Section brute d'une pièce
$A_{eff}$	Section efficace d'une pièce (classe 4)
$A_{net}$	Section nette d'une pièce
$A_f$	Section d'une semelle de poutre en double Té
$A_v$	Aire de cisaillement
$A_w$	Section de l'âme d'une pièce

# SOMMAIRE

## NOTATIONS ET SYMBOLES

<b>I. Avant-propos :</b>	
1. introduction générale.....	9
2. Présentation du sujet.....	11
<b>II. Introduction :</b>	
1- Introduction sur la charpente métallique.....	15
2- Domaine de d'utilisation.....	16
3- Principaux avantages des constructions en acier.....	21
4- Inconvénients des constructions en acier.....	21
5- Principes de base.....	22
<b>III. Présentation des règlements :</b>	
1. La réglementation en construction métallique.....	35
2. Philosophie de calcul de CM66.....	36
3. Philosophie de calcul de l'Eurocode3.....	59
<b>IV. Description, analyse et modélisation des éléments de construction :</b>	
<b>1- Eléments principaux :</b>	
a) Base des poteaux (fondation).....	66
b) Contreventements.....	67
c) Portiques.....	68
d) Pannes.....	69
e) Assemblages.....	70
<b>2- éléments secondaire</b>	
a) Bardage et couverture.....	73
b) Potelet.....	72
c) Lierne.....	73
d) Tendeur de lisse.....	74
<b>V. Dimensionnement et calcul selon chaque règlement .:</b>	
1. présentation du logiciel	
2. L'étude climatique	
a) L'étude au vent.....	76
b) L'étude à la neige.....	121
3. Comparaison des Calcul et résultats des éléments principaux	
a) Panne	
- Selon CM66.....	130
- Selon l'Eurocode 3.....	139
b) Contreventement	
- Selon CM66.....	164
- Selon l'Eurocode 3.....	171
c) Portique	
- Selon CM66.....	190
- Selon l'Eurocode 3.....	196
d) Assemblage	
- Calcul des assemblages.....	239
e) Bases des poteau	
- Selon CM66.....	257
- Selon l'Eurocode 3.....	262
<b>VI. Conclusion .....</b>	<b>287</b>
<b>Annexe</b>	
<b>Bibliographie</b>	

## SOMMAIRE

***Chapitre***

|

***Avant-propos***

## **1- INTRODUCTION GENERALE**

L'acier est l'un des principaux matériaux structurels au monde. Il est employé dans pratiquement tous les secteurs : le BTP, la construction...etc. Tout projet serait impensable sans acier. En d'autres termes, l'acier est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Dans les pays industrialisés, la conception des structures métalliques est régie par une ou plusieurs normes qui dictent les règles de bonne pratique à suivre et assurent la sécurité aux usagers des ouvrages construits. Chaque pays possède son propre système de normalisation qui conduit à l'élaboration d'un ou plusieurs codes de bonne pratique reflétant chacun son expertise. Il en résulte donc une large gamme d'outils légiférant la conception d'ouvrages en acier dans lesquels sont utilisés des terminologies, des règles, des lois analytiques qui varient d'une norme à l'autre.

La réglementation algérienne en matière de calcul des structures ou des ouvrages de génie civil connaît à l'instar des pays européens, un changement important. Les anciennes règles de béton armé CCBA68 et de charpente métallique CM66, fondées sur le calcul aux contraintes admissibles, sont remplacées progressivement par les nouveaux règlements CBA93 et CCM97. Ces derniers qui sont remplacés ensuite en 2003, reposent sur le calcul aux états limites correspondant respectivement aux règles BAEL91 et l'Eurocode3 « Calcul des Structures en Acier» accompagné du document français d'application nationale.

Donc les principales normes utilisées pour les structures en acier sont la norme de Règles de calcul des constructions métallique (CM66) en France. De même, en Europe la principale norme utilisée est la norme des règles de conception et de calcul des structures en acier est Eurocode 3.

C'est cette particularité qui m'a incitée de réaliser mon projet de fin d'études qui consiste à comparer les deux normes CM66 et Eurocode 3 afin d'extraire les spécificités de chacun ainsi de découvrir la nature de ces changements dans l'étude d'une structure en charpente métallique (hangar). Celle-ci fut décomposée en deux parties. Dans la première partie de mon projet, je me suis consacré à une recherche bibliographique des deux normes ainsi que la description et les détails quant à l'objet ou l'ouvrage à étudier, en établissant d'abord une analyse comparative des textes normatifs, dans lesquels je faisais varier certains paramètres et de faire une analyse en décrivant les distincts éléments de construction.

Dans ma seconde partie, je me suis basé sur mon étude pratique ou numérique pour dimensionner à la fois aux CM66 et aux normes Eurocode 3, un projet bâtiment en charpente métallique (hangar).

L'objectif est de tirer de cette comparaison l'influence d'un système normatif sur la conception, l'étude ainsi que par conséquence on peut prévoir ou estimer le coût et le délai de l'ouvrage.

## **1- GENERAL INTRODUCTION**

Steel is one of the main structural materials in the world. It is used in almost all sectors: construction, building, manufacturing... Any project would be unthinkable without steel. In other words, steel is the base itself of the high standard of living enjoyed by the world nowadays.

In industrialized countries, the design of steel structures is governed by one or more standards that dictate the rules of good practice to follow and provide security to the users of built works. Each country has its own standardization system, which led to the development of one or more codes of practice which reflecting its expertise. This therefore results in a wide range of tools legislating the steelwork design in which are used terminology, rules, analytical laws that vary from one standard to another.

The Algerian regulations on calculation of structures or civil works knows like the European countries, a significant change. The current rules concrete CCBA 68 and CM66 metal framework, based on allowable stress, are gradually replaced by new CBA93 CCM97 and regulations. These last respectively are based on the limit states corresponding to BAEL91 rules and Eurocode3 "Steel Structures calculation" accompanied by the French national application document.

Therefore, the main standards used for steel structures are the norm Calculation Rules of metal constructions (CM66) in France. Similarly, in Europe, the main standard used is the standard design rules and design of steel structures is Eurocode 3.

This is the peculiarity prompted me to make my final project studies including comparing the two standards CM66 and Eurocode 3 by studying a metal frame structure (a Shed). This project is divided into two parts. In the first part, I am devoted to a literature of the two standards, first established a comparative analysis of normative texts in which I was varying certain features.

In my second part, I based on my practical study to size for both CM66 and standards Eurocode 3, a building in steel structure project (shed).

The aim is to pull out from this comparison the influence of a standard system for the design, the study and consequently one can predict or calculate the cost thus also the extension of the work.

## 2-Présentation du sujet

### Introduction

Les entreprises de construction métallique couvrent un spectre étendu de l'activité BTP en Algérie. Les activités traditionnelles de la construction métallique concernent essentiellement le domaine de la fabrication et du montage des ossatures métalliques, mais la vaste nécessité de construire des usines et des halles incitent ces entreprises à faire face aux exigences et de s'intéresser à ces constructions comme il était toujours quant aux constructions en béton armé.

### Présentation du sujet

Intitulé du sujet : " ETUDE COMPARATIVE D'UN HANGAR SELON LES REGLEMENTS EUROCODE 3 ET CM 66". Il m'a été proposé par mon enseignant et promoteur.

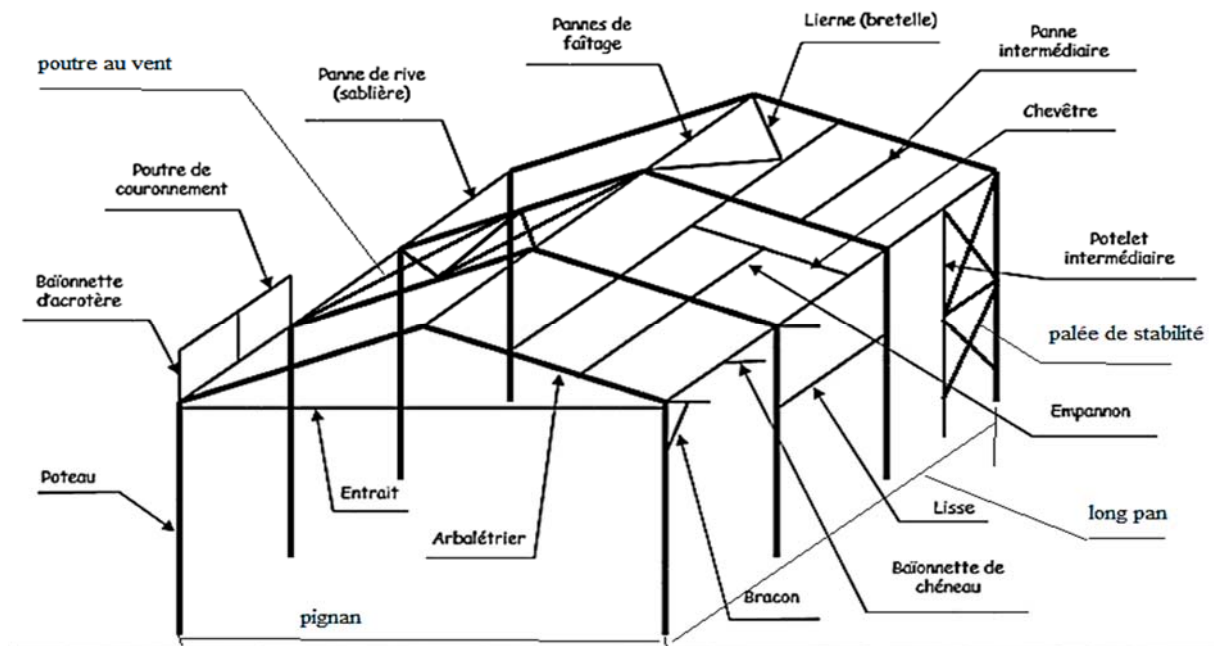
### Introduction

Ce présent sujet consiste à faire l'étude et la conception d'un hangar selon deux réglementations Eurocode3 et CM66 et par la suite on compare les résultats.

### Objectif

On se doit de faire une étude et une conception élémentaire du bâtiment c'est-à-dire la conception de chaque élément.

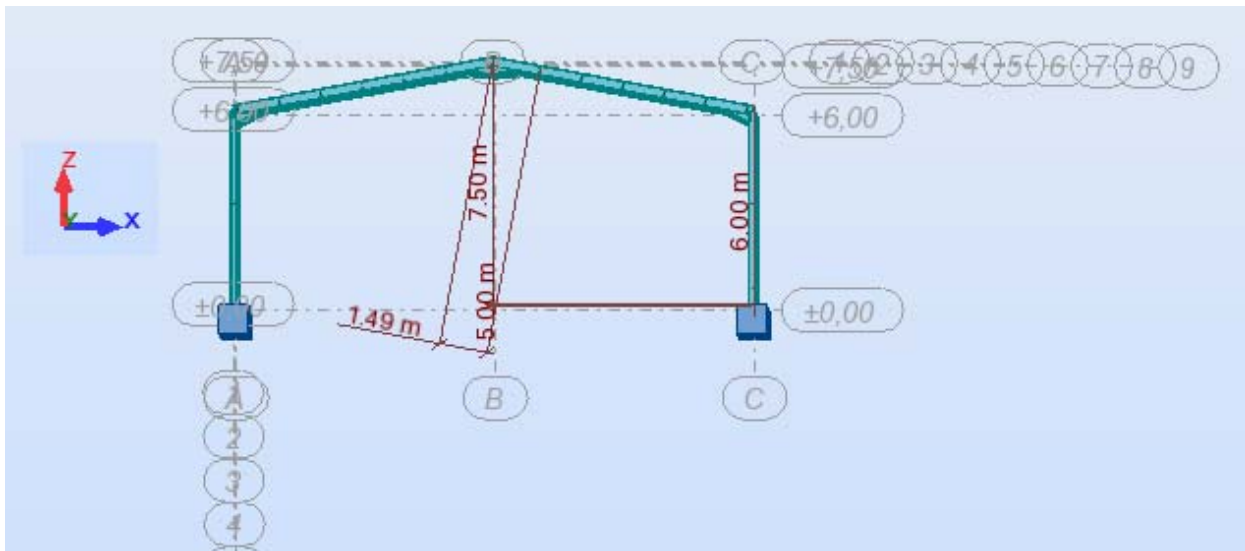
### Description



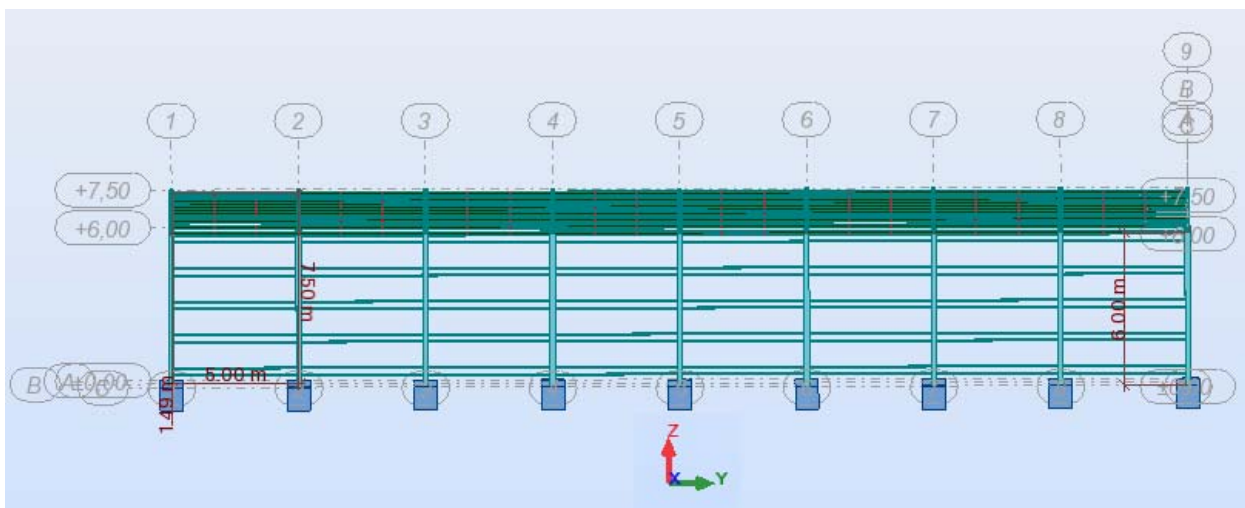
**Figure I – 1** : schéma de la structure pré dimensionnée

- Longueur totale du pignon «  $b = 16\text{m}$  »
- Longueur totale du long pan «  $a = 40\text{m}$  »
- L'espacement entre portiques «  $D = 5\text{m}$  ».
- un joint de dilatation à mi longueur sur long pan qui joue aussi le rôle d'un joint sismique.
- Des joints de dilatation qui jouent aussi le rôle de joints sismique entre les hangars.

**Stabilité : elle est assurée par**  
 Pallées de stabilité sur long pan.  
 Portique auto stable sur pignon.



**Figure I – 2 : Vue de la face (Pignon) de l'ossature.**



**Figure I – 3 : Vue du long pan de l'ossature.**

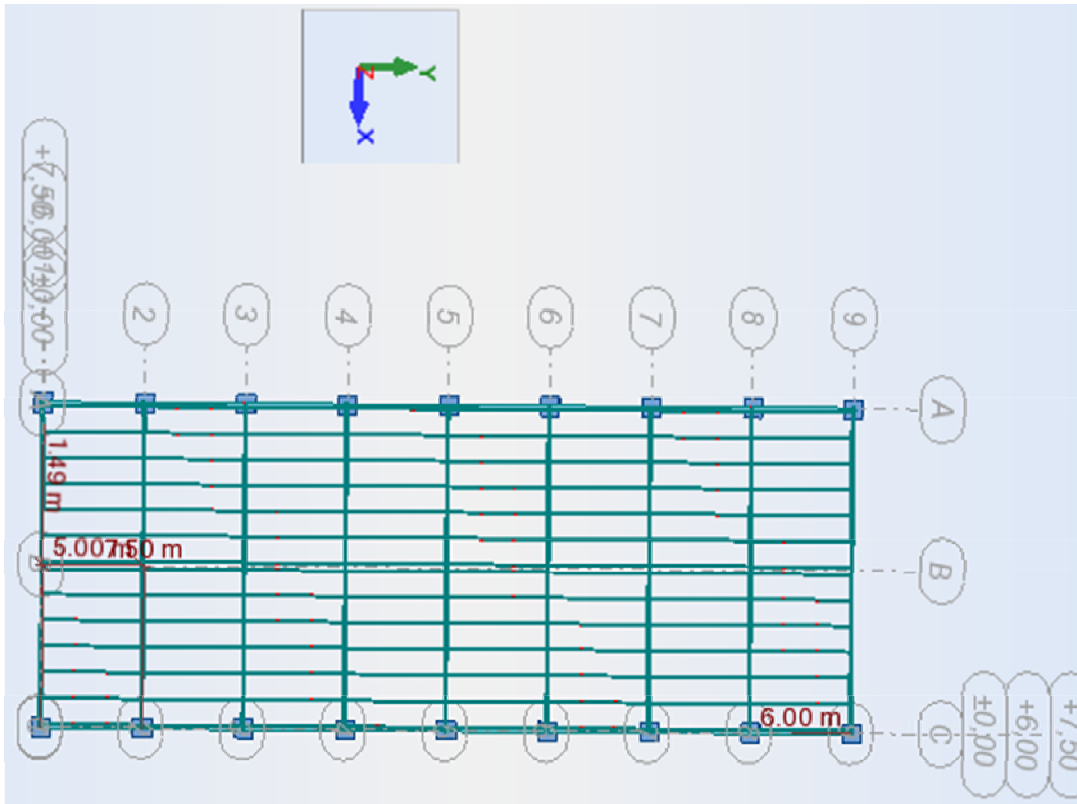


Figure I – 4 : Vue de dessus de l'ossature.

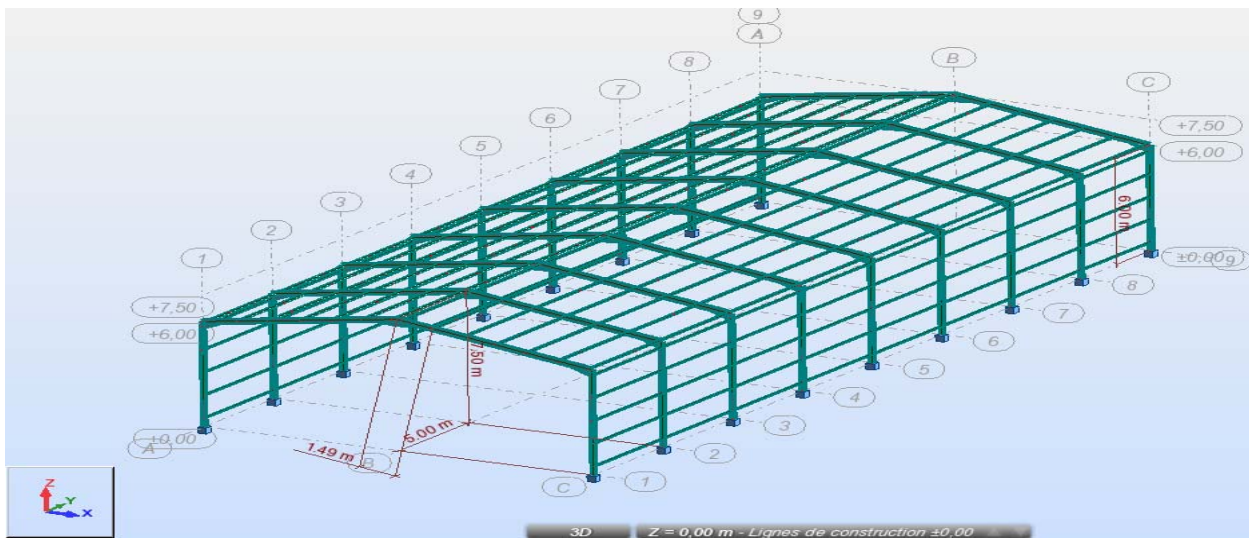


Figure I – 5 : Vue de d'ensemble de l'ossature en 3D

*Chapitre*



*Introduction*

## **1- Introduction en charpente métallique :**

L'acier a commencé de faire son apparition comme matériaux de construction au milieu du XVIII<sup>e</sup> siècle, un des précurseurs de la construction en fer fut **Victor Louis** qui en 1786, créa le premier ouvrage constitué entièrement d'une ossature métallique : le théâtre français à Paris.

A partir de 1890 l'acier a pu être produit de façon industrielle (apparences des premières poutrelles en fer forgé en I, L, T), l'assemblage s'est d'abord fait avec des rivets, puis à partir des années 1930, par boulonnage, ou soudage.

La conception de la structure porteuse d'une halle ou d'un bâtiment est basée sur son utilisation prévue, soit essentiellement ses caractéristiques de résistance (pour assurer une sécurité structurale suffisante) et de déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service), elle est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux qui la composent. Un projet en charpente métallique doit en conséquence être conçu et élaboré de façon à ce-que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, soit sa haute résistance mécanique, sa grande ductilité, et sa soudabilité.

Par conséquent, la charpente métallique est devenue non seulement une façon de construire en parallèle avec le béton armé, mais notamment un mode de construire des ouvrages mieux, hauts, vastes, beaux et fiables que ceux du béton armé.

## 2- Domaines d'utilisation

Bâtiments industriels : bâtiments de grandes hauteurs et portées (avec ou sans ponts roulants)



Couvertures des bâtiments de grandes portées : constructions sportives, marchés, hangars, ateliers d'aviation, grandes surfaces ...



Ossatures des bâtiments à plusieurs étages



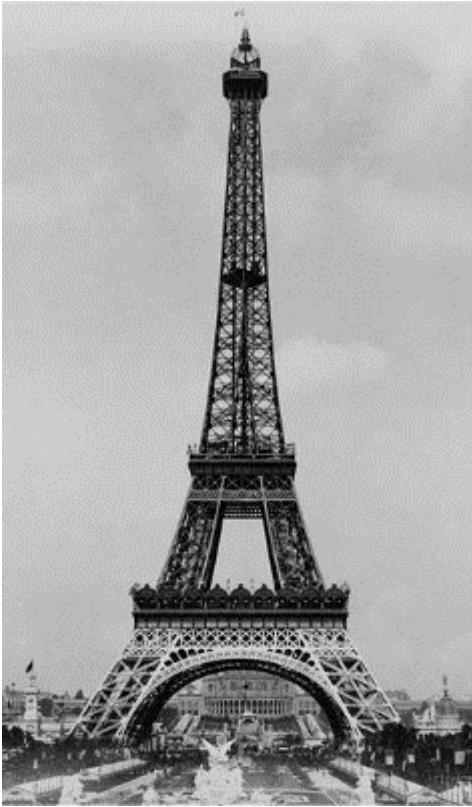
Ponts et passerelles : à poutre, en arc, suspendu, à haubans ...





**Les tours et les mâts : pylônes des lignes électriques, de télécommunication ...**





**Les constructions métalliques en tôle : réservoirs, silos, pipelines ...**



**Les calottes sphériques**



**Les mécanismes mobiles : les grues**



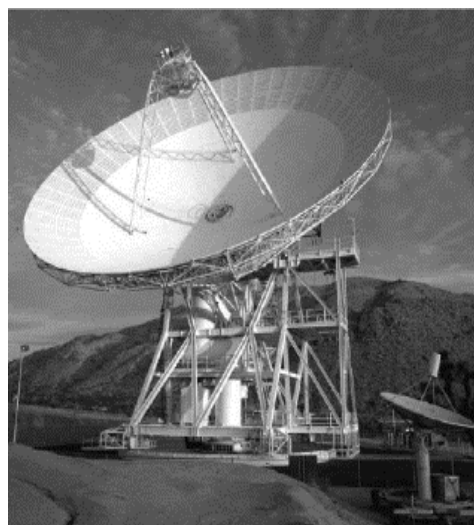
**Les plates-formes off-shore**



**Les châteaux d'eau**



**Autres structures**



### **3-Principaux avantages des constructions en acier :**

**La légèreté :** Les constructions en acier sont, en général, plus légères que celles en béton armé ou précontraint, en bois, en pierre ... La légèreté peut être caractérisée par le rapport entre le poids volumique et la résistance (appelé rendement).

**La solidité :** Grâce à l'homogénéité des matériaux utilisés en construction métallique.

La résistance mécanique : Grande résistance à la traction franchissement de grandes portées.

Bonne tenue aux séismes (ductilité + mêmes résistances à la traction et à la compression).

**L'industrialisation :** La préparation et la mise en forme des éléments de structures en acier se font en atelier. Ces éléments arrivent sur le chantier prêt à être montés et assemblés. Cela nécessite des techniques et des équipements modernes.

**L'imperméabilité :** L'acier se caractérise par son imperméabilité (fluides : liquide + gaz). Attention lors de la réalisation des assemblages.

**Les possibilités architecturales :** Beaucoup plus étendues qu'en béton. Les modifications : Aisément réalisables.

### **4-Inconvénients des constructions en acier :**

**La corrosion :** L'acier tend à s'oxyder et à se corroder lorsqu'il est soumis à des atmosphères humides, à des agressions chimiques, à la condensation, qu'il est en contact avec l'eau ou les sols. La protection contre la corrosion peut se faire par :

-l'ajout d'additifs à l'acier.

- le revêtement périodique de la surface d'acier (galvanisation, métallisation au pistolet, électro-zinguage ...) avec peinture ou vernis.

- la sélection de formes de structures sans brèches et fentes afin de se prémunir des risques de l'humidité et des poussières.

Mauvaise tenue au feu nécessitant des mesures de protection onéreuse :

Le module d'élasticité de l'acier commence à diminuer à partir de la température  $T=200^{\circ}\text{C}$ . L'acier perd sa capacité portante et passe à l'état plastique à partir de la température  $T=600^{\circ}\text{C}$ . Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique : En raison de la minceur des profils.

## 5-Principes de base :

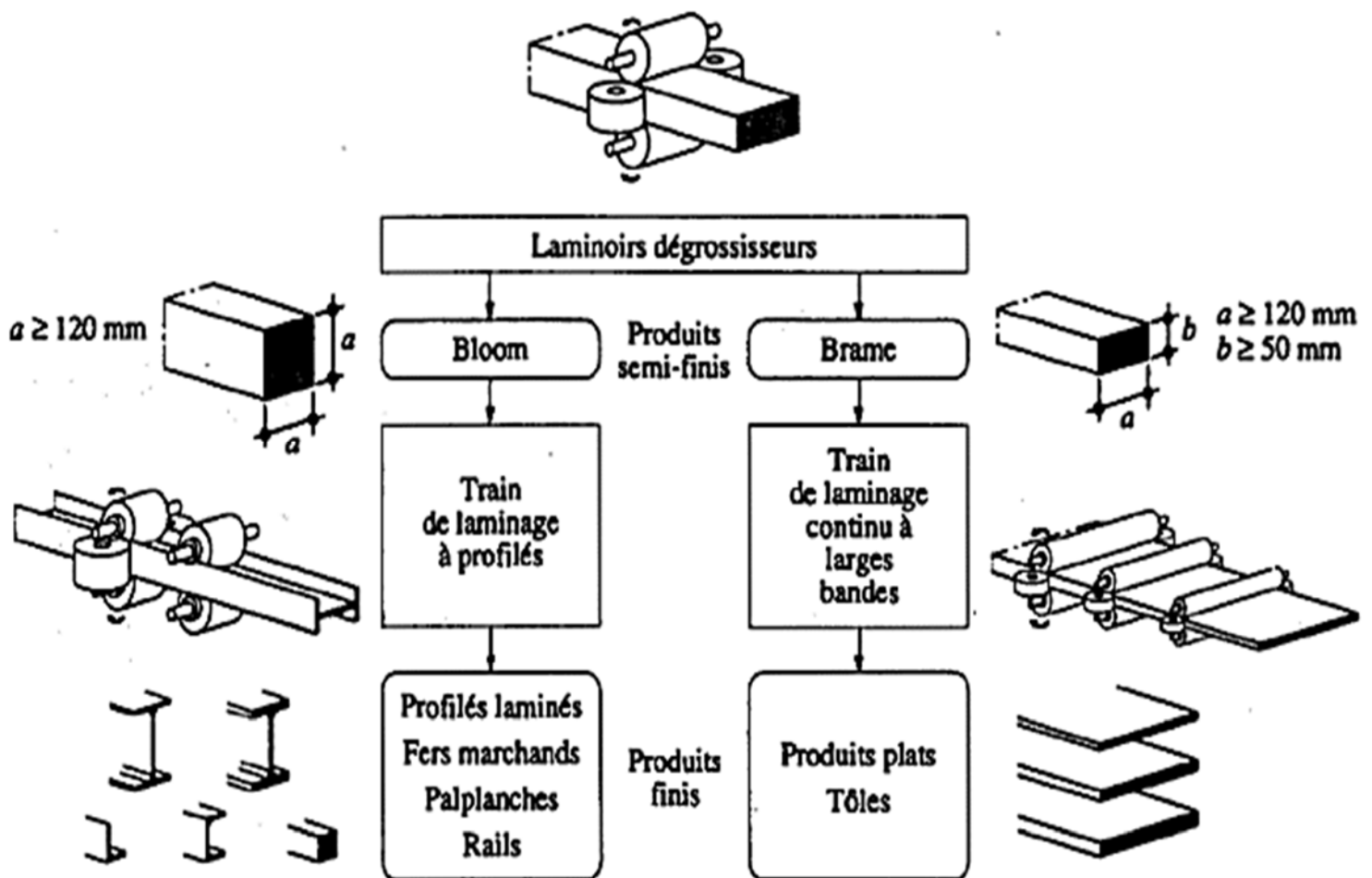
### A propos du matériau acier

-L'acier est un matériau issu de la réduction du minerai de fer ou du recyclage de ferrailles.

-Les aciers de construction sont constitués essentiellement de fer. Ils contiennent en général de 0,1 à 1% de carbone + des additions variables (manganèse, silicium, molybdène, chrome, nickel, titane, tungstène...).

-Les aciers de construction peuvent être laminés, étirés ou tréfilés.

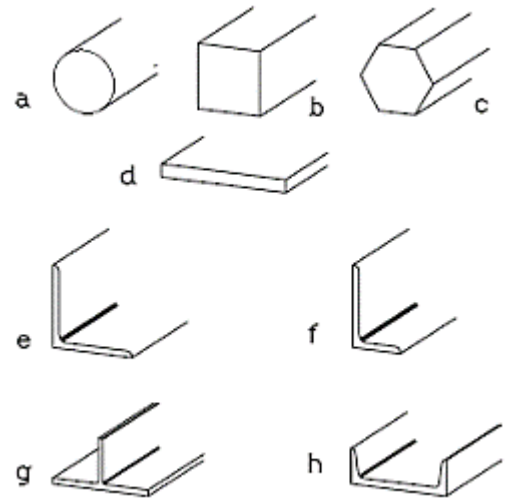
### Phases principales du laminage à chaud



- les produits plats qui subissent en général un laminage à froid supplémentaire, à l'exception des tôles de forte épaisseur (tôles, bardages, profils minces, profils creux...).

**Les produits longs :**

- Les laminés marchands : on distingue :
- a) les ronds pleins,
  - b) les carrés pleins,
  - c) les hexagones pleins,
  - d) les plats,
  - e) les cornières (L) à ailes égales,
  - f) les cornières (L) à ailes inégales,
  - g) Les fers en T,
  - h) les petits U



Les poutrelles laminées : elles peuvent avoir différentes sections, en I, en U, ou en H.

- Les poutrelles en I sont de deux sortes :

- IPN: poutrelles en I normales. Les ailes sont d'épaisseur variable, ce qui entraîne des petites difficultés pour les attaches ;

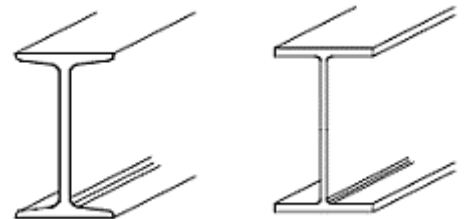
- IPE: poutrelles en I européennes. Les ailes présentent des bords parallèles, les extrémités sont à angles vifs (seuls les angles rentrants sont arrondis). Les IPE sont un peu plus onéreux, mais plus commodes et sont d'usage courant. IPN IPE

- Les poutrelles en U souvent utilisées comme éléments secondaires. On distingue :

- UPN : les faces internes des ailes sont inclinées ;

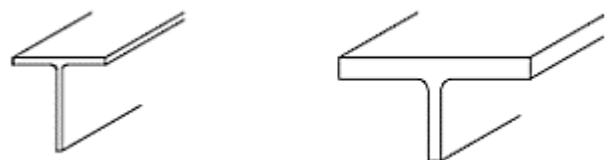
- UAP : l'épaisseur des ailes est constante ;

- UPE : l'épaisseur des ailes est constante.



- Les poutrelles en HE se décomposent en trois séries suivant l'épaisseur relative de leur âme et de leurs ailes :

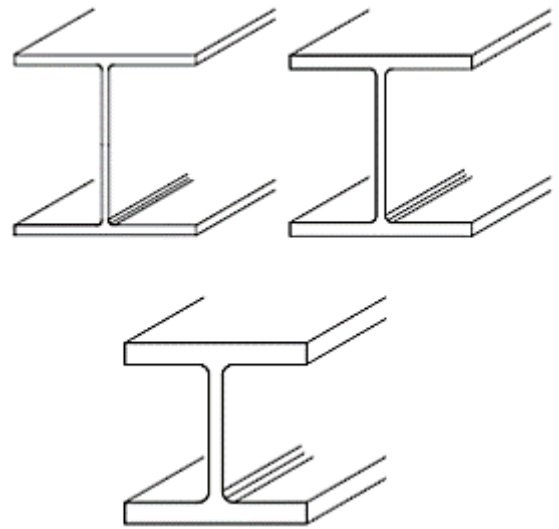
- HEA; HEA HEB



– HEB ; – HEM.

Il existe aussi des poutrelles HL (à très larges ailes), HD (poutrelles-colonnes) et HP (poutrelles-pieux). HEM

• **Les demi poutrelles :** Le découpage des poutrelles I et H suivant l'axe longitudinal a de multiples utilisations : sections T, membrures de poutres... · Les poutrelles dissymétriques : Ce sont des poutres reconstituées composées soit d' un T et d' une large semelle inférieure soudée (dénommées IFB, pour Integrated Floor Beam), soit formées d' un H dont la semelle inférieure a été élargie par adjonction d' un plat (dénommée SFB, pour Slim Floor Beam). Grâce à leur aile inférieure élargie, elles sont particulièrement adaptées pour la pose de planchers préfabriqués, de coffrages en acier permettant d' incorporer la dalle dans la hauteur de la poutrelle, soit encore pour la pose de dalles alvéolaires en béton précontraint.



## **Les produits plats**

• Les tôles et les larges plats :

-Les tôles sont fabriquées sous forme de bobines.

-Elles sont livrées en largeurs standards ou à la demande, mais les largeurs sont en général limitées à 1800 mm

-L'épaisseur ne dépasse pas 16 à 20 mm pour les tôles laminées à chaud et 3 mm pour les tôles laminées à froid.

-Celles-ci peuvent être mises en forme par profilage, pliage ou emboutissage.

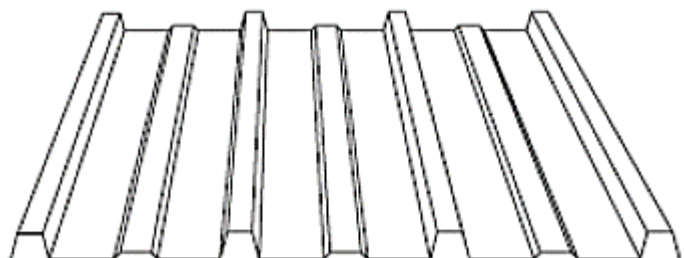
• Les tôles nervurées :

-Ce sont des tôles minces que l'on nervure par profilage à froid à l'aide d'une machine à galets. Les tôles nervurées sont issues de bobines galvanisées et souvent prélaquées.

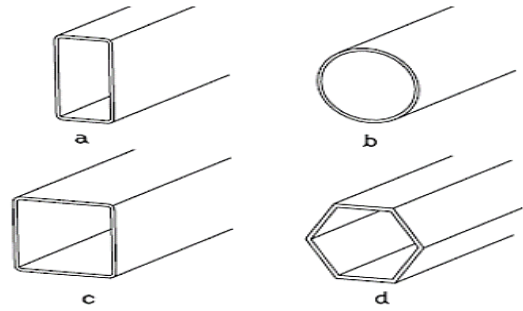
-Les applications concernent les produits d'enveloppe (bardage), de couverture (bac, support d'étanchéité) et de plancher (bac pour plancher collaborant ou à coffrage perdu), ainsi que les panneaux sandwich incorporant des matériaux isolants.

26

• Les profils creux : Les tubes de construction sont appelés « profils creux ». Ils sont fabriqués en continu à partir de tôles minces ou moyennes repliées dans le sens de leur longueur.



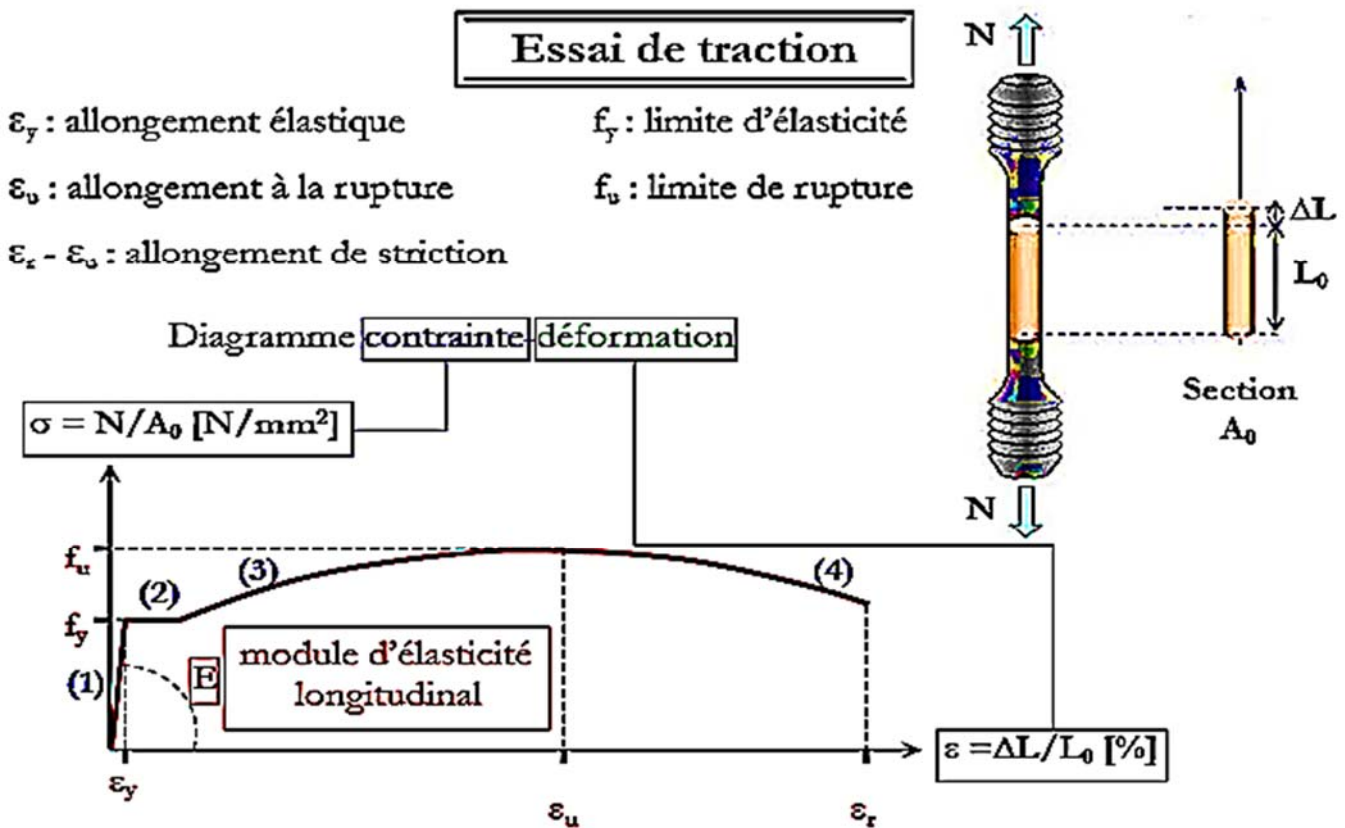
- Les plaques : On parle de plaques lorsque l'épaisseur dépasse 20 mm. On peut obtenir des plaques jusqu'à 400 mm d'épaisseur et 5200 mm de largeur. Les plaques sont principalement utilisées pour les ouvrages d'art. Leur assemblage par soudure peut être complexe. Il existe aussi des plaques à épaisseur variable pour les ouvrages d'art.



- Les profils minces : Les tôles minces galvanisées (d'épaisseur inférieure à 5 mm) peuvent être profilées à froid pour réaliser des profils minces. De sections très diverses, les profils minces sont utilisés en serrurerie, en menuiserie métallique et en ossatures légères : pannes de charpente, ossatures de murs ou de cloisons, de faux plafond...



### Comportement mécanique de l'acier :



Ce diagramme contrainte-déformation se décompose en 4 phases :

**Phase 1 - domaine élastique** : obéissant à la loi de Hooke  $\sigma = E \cdot \varepsilon$

**Phase 2 - palier d'écoulement plastique** : traduisant un allongement sous charge constante.

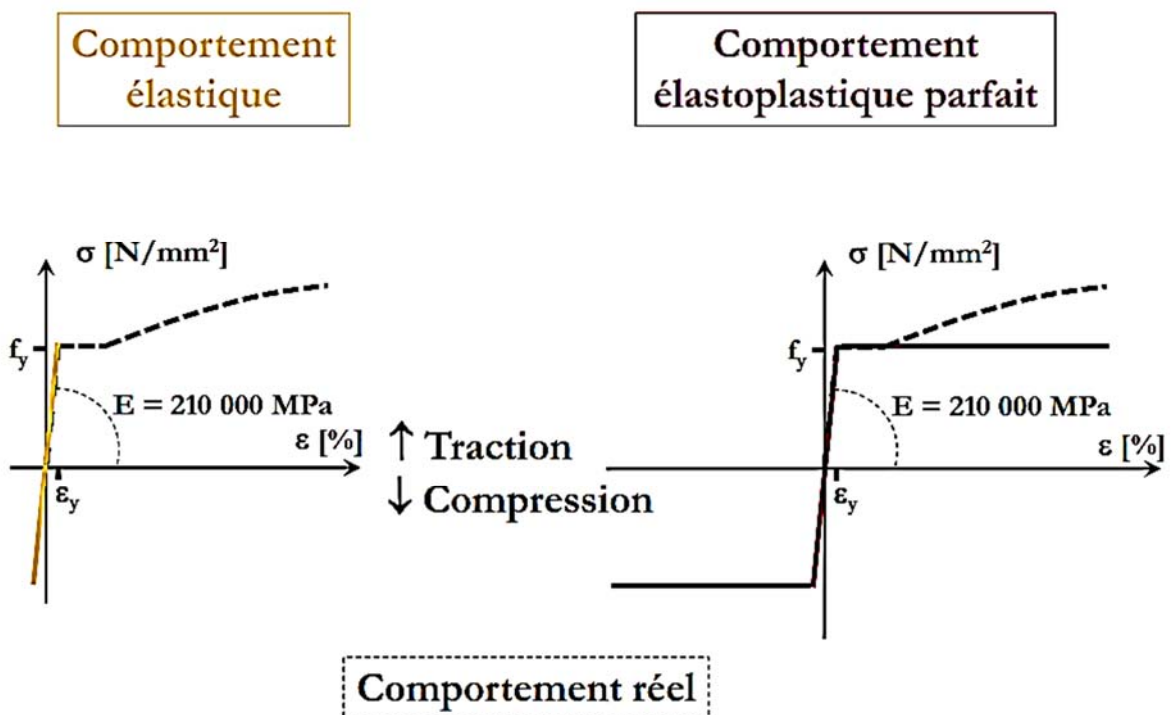
**Phase 3 - domaine d'écrouissage** : correspondant à une nouvelle augmentation de la sollicitation avec l'allongement.

**Phase 4 - domaine de striction** : correspondant à une réduction localisée de la section de l'éprouvette.

En construction métallique, les pièces et les éléments des ossatures sont conçus et calculés pour rester la plupart du temps dans le domaine élastique.

Le palier d'écoulement plastique représente une réserve de sécurité. Il traduit la ductilité de l'acier (elle permet une bonne tenue aux séismes).

L'acier a un comportement élastoplastique.



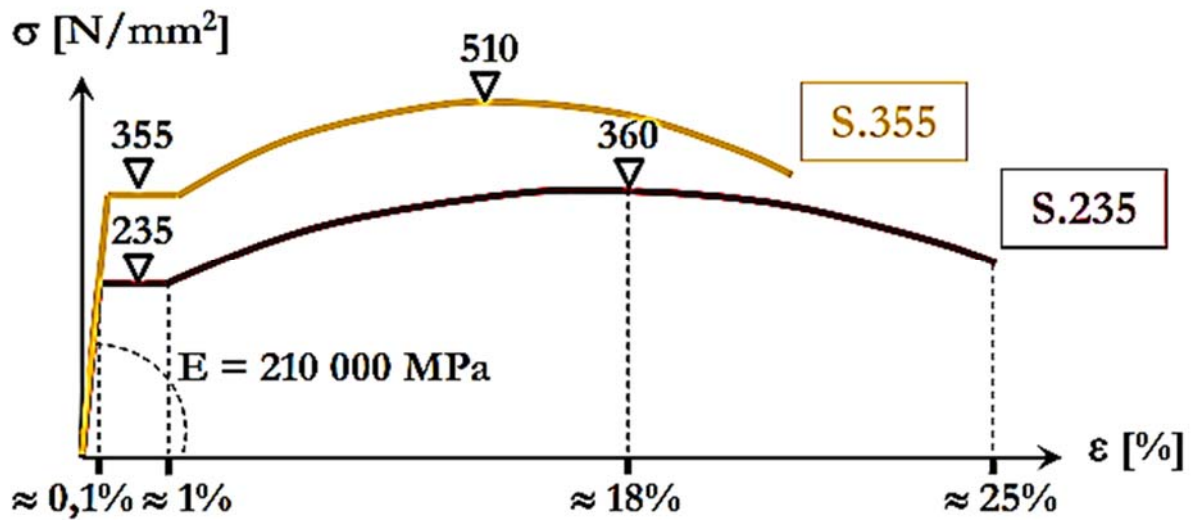
### Principales caractéristiques des aciers de construction

Poids volumique	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Module d'élasticité transversale	$G = E / 2(1 + \nu) = 0,8 \times 10^5 \text{ MPa}$
Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises)	$\tau_e = 0,58 f_y$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ (pour $T < 100^\circ\text{C}$ )
Température de fusion	$\cong 1500 \text{ }^\circ\text{C}$

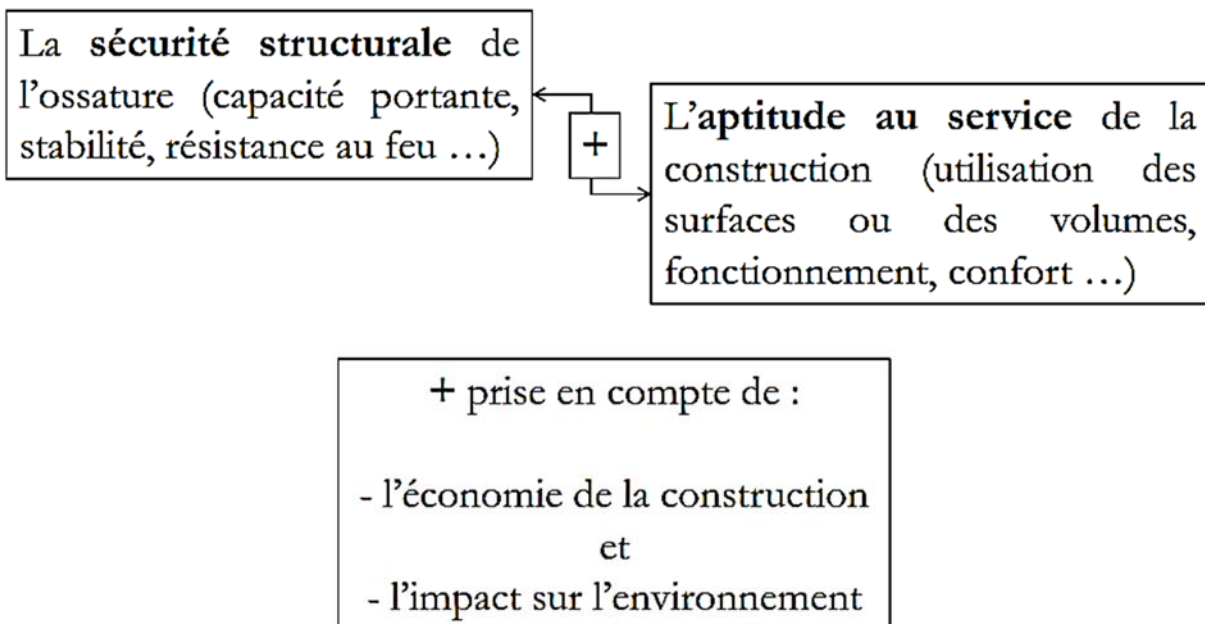
### Nuances principales des aciers de construction

Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur $t$	Nuances d'aciers		
	S 235	S 275	S 355
Limite élastique $f_y$ (MPa)			
$t \leq 16 \text{ mm}$	235	275	355
$16 < t \leq 40 \text{ mm}$	225	265	345
$40 < t \leq 63 \text{ mm}$	215	255	335
Contrainte de rupture en traction $f_u$ (MPa)			
$t \leq 3 \text{ mm}$	360/510	430/580	510/680
$3 < t \leq 100 \text{ mm}$	340/470	410/560	490/630
Allongement minimal moyen $\varepsilon$			
$t \leq 3 \text{ mm}$	18 %	15 %	15 %
$3 < t \leq 150 \text{ mm}$	23 %	19 %	19 %
	Utilisation courante	Utilisation plus rare (ouvrages d'art)	

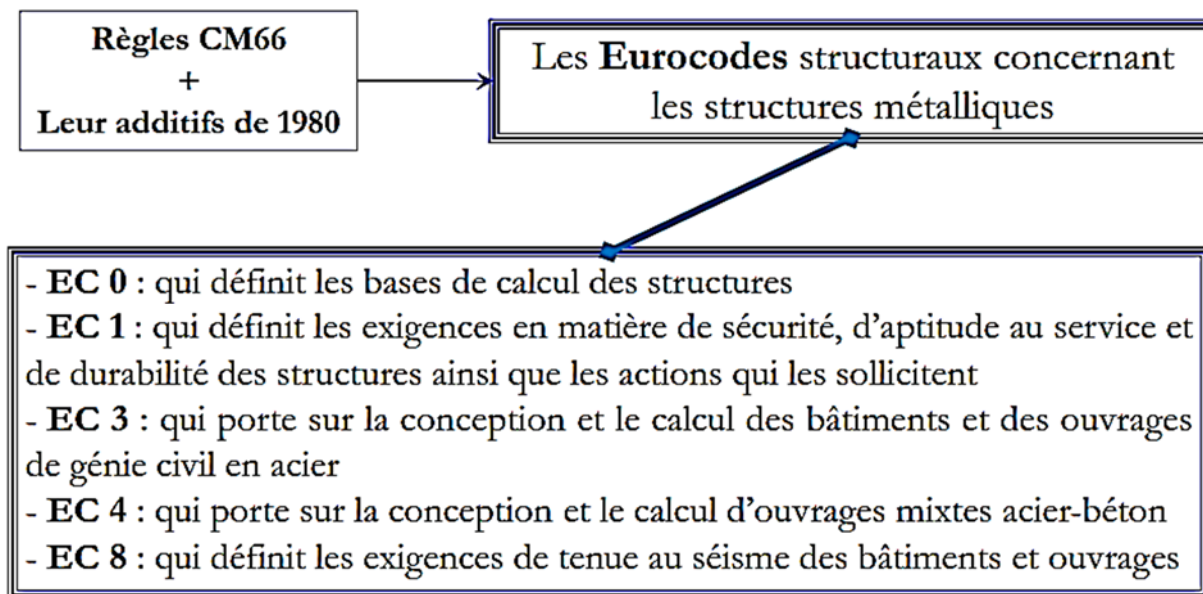
## Diagrammes contrainte-déformation des aciers de nuances S 235 et S 355



## Facteurs affectant la conception d'une construction en acier :



## Les règles et normes de conception et de calcul appliquées à l'étude des projets de construction en acier :



L'Eurocode 3 est subdivisé en différentes parties :

- EN 1993-1 Règles générales et règles pour les bâtiments.
- EN 1993-2 Ponts métalliques.
- EN 1993-3 Pylônes, mâts et cheminées.
- EN 1993-4 Silos, réservoirs et canalisations.
- EN 1993-5 Pieux et palplanches.
- EN 1993-6 Chemin de roulement.

### Sécurité des structures

**Une définition de la sécurité :** l'absence du risque.

- Un ouvrage en acier doit être conçu et calculé de manière à présenter une sécurité liée à l'existence et à l'utilisation de cette construction.

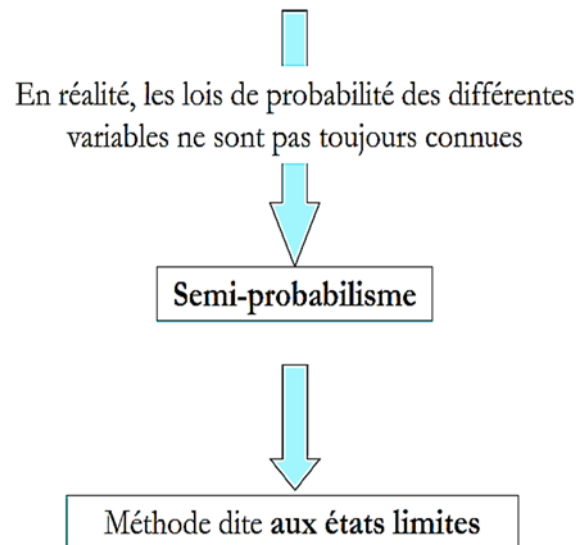
- En général les risques sont :

- la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments,
- un comportement anormal susceptible d'affecter la durabilité, l'aspect ou l'utilisation de cet ouvrage.

- En réalité la notion de sécurité reste liée aux diverses causes d'incertitudes qui peuvent exister, qui sont liées au grand nombre d'imprécisions, d'imperfections et d'erreurs pouvant affecter :

- \* la conception d'une structure,
- \* la fabrication des éléments,
- \* la transformation des pièces,
- \* le montage sur site,
- \* l'exploitation par le maître d'ouvrage, ...etc.

- L'idée de base du probabilisme est de limiter la probabilité d'atteindre des états indésirables de la structure en acier à une valeur acceptable en tenant compte du caractère aléatoire des paramètres dans le calcul.



### Les états-limites

• **État-limite** : État particulier au-delà duquel (dépassement dans le sens défavorable) la structure (ou l'un de ses éléments) n'assure plus les fonctions et ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états-limites :

- les états-limites ultimes (E.L.U.)
- les états limites de service (E.L.S.)

• **États-limites ultimes (E.L.U.)** : Il y a effondrement de la structure ou d'autres formes de ruine structurale au-delà de ces états → Sécurité des biens et des personnes.

Un E.L.U. est atteint lorsque l'on constate : - une perte d'équilibre,

- une instabilité de forme,
- une rupture d'élément,
- une déformation plastique exagérée ... etc.

• **États-limites de service (E.L.S.)** : Ils correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, ou compromet sa durabilité. (Limitation des flèches, de la fissuration du béton ...)

### Les actions agissant sur une structure (Eurocode 1)

Une action désigne une charge appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte).

La valeur de calcul d'une action est obtenue en faisant le produit d'une valeur représentative de base (caractéristique) de l'action par un coefficient partiel de sécurité.

Les actions peuvent être subdivisées en 3 catégories :

**Les actions permanentes (G) :**

- poids propres des structures et des équipements fixes,
- action de la précontrainte,
- déplacement différentiel des appuis,
- déformation imposée à la construction.

**Les actions variables (Q) :**

- charges d'exploitation,
- action du vent,
- action de la neige,
- action des gradients thermiques,
- charges en cours de construction.

**Les actions accidentelles (A) :**

- Chocs,
- Incendie,
- Séisme,
- Explosions.

**- A l'ELU :**

✓ **Combinaisons d'actions fondamentales** (situations de projet durables et transitoires pour des vérifications autres que celles concernant la fatigue) :

$$\Sigma_j \gamma_{gj} G_j + \gamma_{q,1} Q_1 + \Sigma_{i>1} \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_i$$

= 1,5

= 1,35 action permanente défavorable  
= 1,0 action permanente favorable

✓ **Combinaisons d'actions accidentelles :**

$$\Sigma_j G_j + A + \psi_{1,1} Q_1 + \Sigma_{i>1} \psi_{2,i} Q_i$$

## Les combinaisons d'actions (Eurocode 1)

	Charge d'exploitation	Vent	Neige	Température
$\psi_0$	0,87	0,67	0,87	0,53
$\psi_1$	1,00	0,20	0,30	0,50
$\psi_2$	1,00	0,00	0,10	0,00

- A PELS :

✓ **Combinaisons rares:**

$$\Sigma_j G_j + Q_1 + \Sigma_{i>1} \psi_{0,i} Q_i$$

✓ **Combinaisons fréquentes:**

$$\Sigma_j G_j + \psi_{1,1} Q_1 + \Sigma_{i>1} \psi_{2,i} Q_i$$

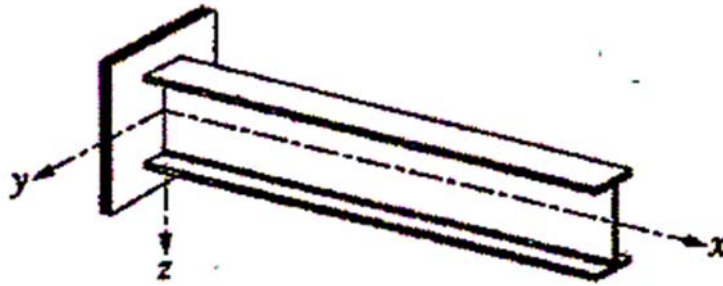
✓ **Combinaisons quasi permanentes:**

$$\Sigma_j G_j + \Sigma_{i>0} \psi_{2,i} Q_i$$

## Valeurs limites recommandées des déformations

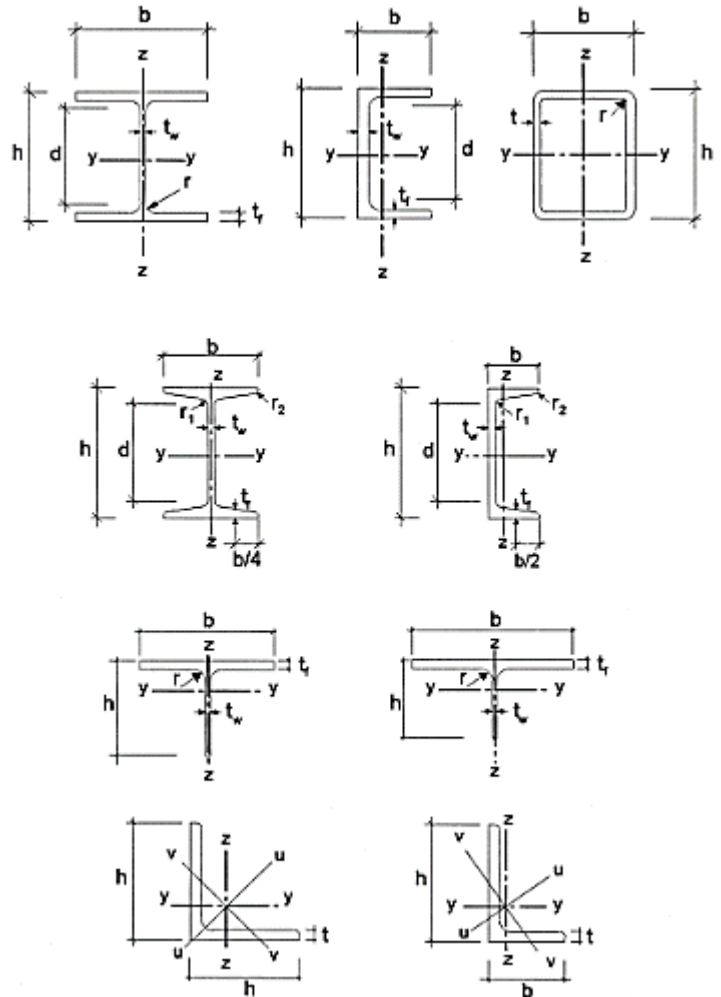
Type de structure	Valeur limite
toitures en général	$f < L/200$
planchers en général	$f < L/250$
planchers supportant des poteaux	$f < L/400$
poteaux de portiques en général	$\Delta < L/300$
poteaux de portiques avec pont roulant	$\Delta < L/500$

## Convention – axes (Eurocode3)



x-x - sur la longueur de la barre y-y - axe de la section transversale

z-z - axe de la section transversale



☐ d'une manière générale :

- *y-y - axe de section transversale parallèle aux semelles ;*

- *z-z - axe de section transversale perpendiculaire aux semelles ;*

☐ pour les cornières :

- *y-y - axe parallèle à l'aile la plus petite ;*

- *z-z - axe perpendiculaire à l'aile la plus petite ;*

☐ quand nécessaire :

- *u-u - axe principal de forte inertie (lorsqu'il ne coïncide pas avec l'axe yy) ;*

- *v-v - axe principal de faible inertie (lorsqu'il ne coïncide pas avec l'axe zz).*

## Caractéristiques géométriques des sections

□ Le moment statique de l'aire

□ par rapport à l'axe x

□ L'ordonnée du centre de gravité G par rapport à l'axe x d

G

□

y

yG

x

$$S = \int y \, dS = \int x \, dS = y_G \int dS = y_G S$$

□ Le moment d'inertie d'une section d'aire □ par rapport à l'axe x □ de même

□ Conséquences d'un changement d'axe G

□

□ Si l'axe x' passe par G g' yG

x'

d

x

$$I_{x'} = \int y^2 \, dS = \int (y_G + d)^2 \, dS$$

$$= \int y_G^2 \, dS + 2y_G \int d \, dS + \int d^2 \, dS = I_{xG} + 2y_G S d + I_{d^2}$$

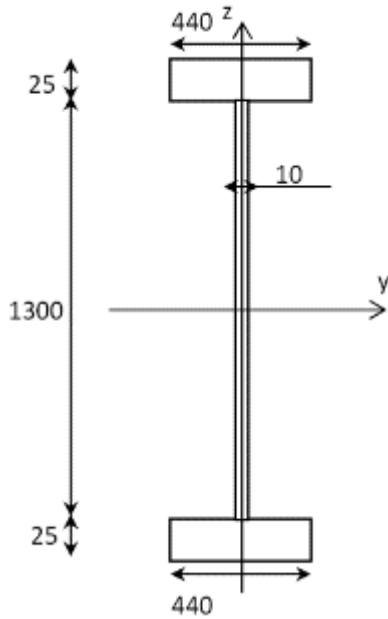
**Applications (Caractéristiques géométriques des sections)** □

Application I-1 :

Déterminer A; I; I; W; W.

yzel,yel,z

Unité : mm <sup>54</sup>



## Résistance en section

Actions extérieures : charges concentrées  
et/ou réparties (forces / moments) -  
déplacements ou rotations imposés -  
variations de température - sollicitations

dynamiques ... **Structure**

**en acier**

Pour les sections des

éléments de la structure

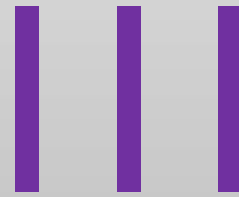
Sollicitations : efforts internes

contraintes et déformations

<sup>55</sup>

- Les sollicitations sont de 5 natures différentes :  La traction.
- Effort normal  La compression.
- La flexion.  Moment de flexion  Le cisaillement.  Effort tranchant  La torsion.  Moment de torsion  Une section peut être soumise à une interaction d'efforts (combinaison d'un effort normal, d'un moment de flexion, d'un effort tranchant et/ou d'un moment de torsion).

*Chapitre*



*Présentation des règlements*

## La réglementation en construction métallique

Jusqu'en 1993, la conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par différentes réglementations :

- les règles de calcul des constructions en acier, dites règles CM 66, qui réglementaient tous les bâtiments en acier,
- le titre V du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes, intitulé *conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier*, qui réglementait tous les ponts et ouvrages d'art,
- des normes NF, qui régissaient les calculs des assemblages et des éléments à parois minces :
  - les assemblages rivés : normes NF P 22 410 et P 22 411,
  - les assemblages par boulons non précontraints : normes NF P 22 430 et P 22 431,
  - les assemblages par boulons à serrage contrôlé : normes NF P 22 460 à P 22 469,
  - les assemblages soudés : normes NF P 22 470 à P 22 472,
- l'additif 80, qui introduisait les notions de plasticité de l'acier et d'états-limites, ce qui permettait de tirer parti des propriétés élasto-plastiques de l'acier et d'alléger ainsi les structures.

Depuis 1993, une nouvelle réglementation européenne est entrée en vigueur et impose, en remplacement de ces divers et précédents textes, un code unique : l'*Eurocode 3*.

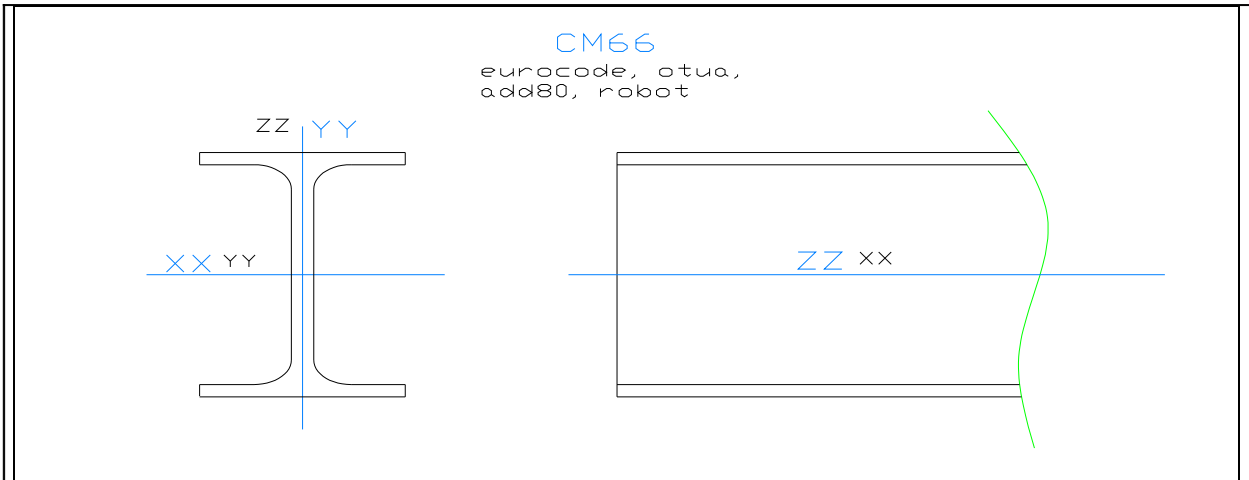
L'*Eurocode 3, Calcul des structures en acier*, a été adopté par le Comité européen de normalisation (CEN) en 1992 et a été classé norme provisoire pour une durée de 3 années (1993 à 1996).

Chaque pays de la Communauté européenne ajuste les modalités d'application de ce nouveau règlement sur son territoire, au moyen d'un *Document d'application national (DAN)*.

Pendant la période probatoire de 3 ans, le statut expérimental de l'*Eurocode EC 3 - DAN* existera conjointement avec les règles antérieures (CM 66, Additif 80, Titre V du Fascicule 61 pour les ouvrages d'art), qui disparaîtront à compter de 1996, lorsque l'*Eurocode 3* deviendra une norme européenne homologuée (EN). Aussi, nous avons décidé, en ce qui concerne cet ouvrage, de conduire tous les calculs et les vérifications selon le règlement *Eurocode 3*, tout en menant en parallèle les calculs comparatifs selon les règles antérieures, afin que chacun puisse : mesurer les différences de résultats et d'appréciations entre ancien et nouveau règlement et mieux appréhender et assimiler le nouvel *Eurocode 3*, qui est en fait très novateur, donc très différent.

## CM66 GENERALITES

Système d'axes de références :



### CM66 :

- X : axe de plus forte inertie de la section
- Y : axe de plus faible inertie de la section
- Z : axe longitudinal perpendiculaire à la section

### Eurocode 3 :

- yy : axe de plus forte inertie de la section
- zz : axe de plus faible inertie de la section
- xx : axe longitudinal perpendiculaire à la section

Les calculs peuvent être menés en :

- élasticité
- plasticité
- fatigue

au niveau des CM66 seul le calcul en élasticité est appliqué (avec quelques incursions implicites et limitées dans le domaine plastique)

Unités pratiques (Units) :

- efforts : DaN
- longueurs : mm
- moments fléchissant : DaN\*m
- sections : mm<sup>2</sup>
- moments statiques : cm<sup>3</sup>
- moments d'inertie : cm<sup>4</sup>
- contraintes : DaN/mm<sup>2</sup>

efforts dans un bâtiment :

- traction
- compression
- cisaillement
- flexion : simple (1 plan), déviée (2 plans), composée

on s'arrange pour qu'il n'y ait pas de torsion dans un bâtiment.

<p><u>Instabilités élastiques :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- flambement : (tout le profil)</li> <li>- déversement (semelles)</li> <li>- voilement (âmes)</li> </ul>	<p><u>contraintes admissibles :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- en traction : <math>\sigma \leq \sigma_e</math></li> <li>- cisaillement : <math>\tau \leq 0.6 \sigma_e</math></li> <li>- flexion simple : <math>\sigma_f / \psi \leq \sigma_e</math></li> <li>- instabilité élastique : <math>k \sigma \leq \sigma_e</math> (k coefficient de flambement ou de déversement)</li> </ul>
<p><u>convention RDM :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- efforts tranchants : négatifs en bas et positifs en haut</li> <li>- moments fléchissant : positifs en bas et négatifs en haut</li> </ul>	
<p><u>dimensionnement des ossatures :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>ELU : états limites ultimes</u>, correspondant à un cas de charge exceptionnel, ultime, pour lequel la stabilité générale de l'ouvrage doit être garantie, bien qu'étant à la limite de ruine. Il correspond à un calcul de résistance des éléments. Un tel état est atteint lorsque l'on peut constater : <ul style="list-style-type: none"> <li>○ une perte d'équilibre</li> <li>○ une instabilité de forme</li> <li>○ une rupture d'élément</li> <li>○ déformations plastiques excessives</li> </ul> </li> <li>• <u>ELS : états limite de service</u>, Il correspond à l'utilisation courante et quotidienne du bâtiment. On vérifie les déformations et les déplacement des éléments, afin de garantir la pérennité de l'ouvrage. <b>(SLS Service Limit State)</b>; un état limite de service correspond à l'état au delà duquel les critères spécifiques d'exploitation ne sont plus satisfaits <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Déformations ou flèches affectant l'aspects ou l'exploitation efficace de la construction ou provoquant des dommages aux finitions ou aux éléments non structuraux</li> <li>○ Vibrations, oscillations ou déplacements latéraux incommodant les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu ou limitant son efficacité fonctionnelle.</li> </ul> </li> </ul>	
<p><u>Les types de charges :</u></p>	<p><u>Coefficients de pondérations CM66:</u></p>

On distingue :

- charges permanentes : présence certaine et intensité prévisible (poids propre, précontrainte, déformation imposée...)
- charges variables : occurrence certaine, mais intensité aléatoire (charges sur plancher, etc.)
- charges accidentelles : occurrence et intensité aléatoire (explosions, chocs de véhicules, etc ;)

d'où les types de charges suivants :

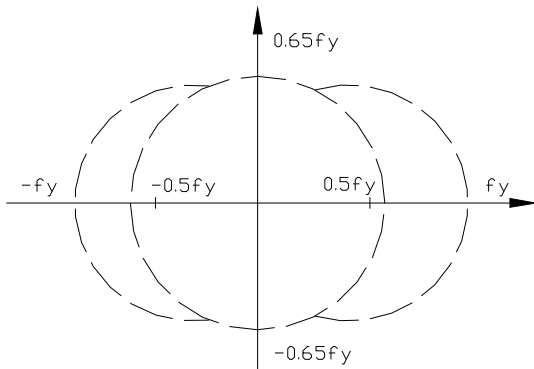
- G : charge permanente ponctuelle (**Dead loads**)
- g : charge permanente uniformément répartie
- Q : charge d'exploitation ponctuelle (**Imposed Loads**)
- q : charge d'exploitation uniformément répartie
- S<sub>n</sub> : charge de neige normale
- S<sub>e</sub> : charge de neige extrême
- W<sub>n</sub> : charge de vent normal
- W<sub>e</sub> : charge de vent extrême
- A : actions accidentelles
- E : actions sismiques
- T : actions thermiques

- $4/3 = 1.33$
- $3/2 = 1.5$
- $17/12 = 1.42$

- pour le calcul des contraintes on prend les valeurs pondérées
- pour le calcul des flèches on prend les valeurs réelles, en excluant les cas extrêmes
- on n'associe jamais neige extrême et vent extrême en entier

les coefficients de pondérations ont été introduits afin d'avoir à peu près le même coefficient de sécurité dans toute l'ossature.

Nota : les vérifications sous état de contraintes multiples ne sont presque pas prises en compte par les règles CM66 ; la vérification séparée des états limites des contraintes normales et tangentielles est en effet souvent suffisante dans les constructions courantes.



Les règles françaises sont de longues date fondées sur une courbe enveloppe des points de plus grande scission du cercle de Mohr, construite à partir des valeurs limites des sollicitations simples :

- traction ou compression pure :  $\pm f_y$
- cisaillement pur :  $0.65f_y$

( l'additif80 et l'eurocode3 retiennent la combinaison générale des 3 contraintes principales de Von Mises :

$$\frac{1}{2} \left( (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right) \leq f_y^2$$

**Charges caractéristiques** : les valeurs sont dites caractéristiques si elles sont établies sur des bases statistiques ; la plupart du temps dans la normalisation actuelle il s'agit d'une probabilité de 5% d'être dépassées en cinquante ans.

**Charges climatiques** : les normes de calcul distinguent

- **charges normales** : servent à définir un niveau d'agression pour le comportement normal en service de l'ouvrage (état limite de service ou ELS) ; ce sont des charges qui ont une probabilité convenablement fixée d'être atteinte une ou plusieurs fois dans une année.
- **Charges extrêmes** : servent à définir un niveau d'agression pour le comportement ultime de l'ouvrage (état limite ultime ELU) ; ce sont des charges qui ont une probabilité convenablement fixée d'être atteintes une seule fois pendant la durée de vie de la construction ; leur dépassement conduit à la mise hors service de la construction (ruine).
- **Charges accidentelles** : correspondent à peu près à une situation accidentelle.

**Charges permanentes** : elles sont dues au poids propre de la structure et de ses éléments, aux efforts de précontraintes, ainsi que des efforts dus à des déformations imposées de manière définitives (e.g. tassement de fondations).

Matériaux	DaN/m <sup>3</sup>	Matériaux de	DaN/m <sup>3</sup>
-----------	--------------------	--------------	--------------------

<b>structurels</b>		<b>construction</b>	
Acier	7850	ciment	1500
Aluminium	2700	Mortier de ciment	2000
Béton armé courant	2500	Sable sec	1600
Béton non armé	2200	Terre végétale	2100
Bois de conifère	600	Plâtre	1500
Bois de feuillus	800	Verre	2500
Bois durs tropicaux	1000	Plomb	11400
Verre	2500	Zinc	7150
		Cuivre	8950

<b>Matériaux stockés</b>	<b>Angle de talus</b>	<b>DaN/m<sup>3</sup></b>	<b>maçonnerie</b>	<b>DaN/m<sup>3</sup></b>
Ciment	30	1500	Agglomérés pleins	2150
Plâtre	28	1225	Agglomérés creux	1500
Sable	34	1570	Briques pleines	1800
Clinker	36	1570	Briques creuses	1500
Charbon	35	1000	Moellons	2300
Blé	28	835	Pierres de tailles	2700
Maïs	28	785		
Orge	27	810	<b>planchers</b>	<b>DaN/m<sup>2</sup></b>
Colza	24	700	Dalle pleine en béton armé par cm d'épaisseur	25
Tournesol	22	500	Plancher à bac acier collaborant ep. 15cm	300
			Plancher en bac acier collaborant ep. 20cm	410
<b>couvertures</b>		<b>DaN/m<sup>2</sup></b>	Plancher à poutrelle et entrevous montage ep. 15cm + 4	250
Zinc (voligeage et tasseaux compris)		25	Plancher à poutrelle et entrevous montage ep. 20cm + 5	315

Bacs aluminium	5		
Bacs aciers	8 à 12	<b>Etanchéité</b>	<b>DaN/m<sup>2</sup></b>
Bacs aciers + étanchéité auto protégée	20 à 24	asphalte	50
Plaques en fibrociment	17	multicouche	12
Tuiles (litage compris)	50 à 80		
Ardoises (lattis et voligeage compris)	30	<b>revêtement</b>	<b>DaN/m<sup>2</sup></b>
		Carrelage céramique par Cm d'épaisseur	20
		Dalles thermoplastiques Par mm d'épaisseur	2
		Parquets collés	7
		Parquets sur lambourdes	28

Charges d'exploitation : NF P06.001

<b>Bâtiment d'habitations</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Bâtiments de bureaux</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Bâtiment scolaires et universitaires</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
logements	1.5	Bureaux cloisonnés	2.5	Salles de classes, Laboratoires, ateliers, Dortoirs, sanitaires	2.5
balcons	3.5	Bureaux paysagés	3.5	Amphithéâtres, Salles modulables, cantines	3.5
Escaliers, hall d'entrée	2.5	Circulations, escaliers, Hall d'entrée	2.5	Salles de réunion ou Polyvalente avec sièges, bibliothèques	4

Combles non aménageables Avec planchers	1			Salles sans sièges, Escaliers, circulation, Salles de jeux	4
				Cuisines collectives	5
<b>Bâtiment hospitaliers et dispensaires</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>	<b>Terrasses accessibles privées</b>	1.5kN/m <sup>2</sup>		
Chambres, sanitaires	1.5			<b>Gardes corps (efforts horizontaux linéiques)</b>	KN/m
Circulations internes	2.5	<b>Autres locaux</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>	Locaux privés (avec un minimum de 1.3 kN d'effort global réparti)	0.4
Halls, Circulation générale	4	Salles de restaurant, Cafés, cantines De moins de 100 places	2.5	En habitations collectives	0.6
services	2.5	Halles où le public Se déplace (gares)	4	Pour les bâtiments recevant Du public	1
Salles d'opérations, Buanderie	3.5	Salles de spectacle Avec public debout	6	Pour les tribunes de stade	1.7
Cuisines collectives	5	Salles de théâtre, Amphithéâtre, Tribune avec sièges	4	Pour les installations industrielles	0.3 à 0.6
		Salles de danses, Boutiques et	5		

<b>Bâtiments à usage sportif Ou d'éducation physique</b>  Sauf prescription contraire, Charge statique de 5kN/m <sup>2</sup>	annexes			
	Garages et parc de Stationnement de Voitures légères	2.5	<b>Escaliers et passerelles De locaux industriels :</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
			Circulation générale	2
			Accès aux appareils Passage d'une personne De front	1.5

### **Charges d'entretien sur les couvertures non accessibles au public :**

- couverture sur charpente : les charges d'entretien sont assimilées à deux charges concentrées de 1kN appliquées à 1/3 et 2/3 de la portée. Lorsque les portées sont inférieures à 3m, les deux charges sont placées à 1m d'intervalle dans les conditions les plus défavorables, en ne tenant pas compte, dans le cas de continuité, de la charge extérieure de la portée considérée (cela revient, dans le cas des portées < 2m, à ne placer qu'une charge en milieu de travée)
- charges sur couverture en éléments autoportants : les éléments doivent de dimensions et de poids assez modérés pour être manipulables sans appareils. La charge d'entretien est constituée de deux charges de 1kN + le demi poids de l'élément, placée au 1/3 et 2/3 de la portée. Si les éléments sont de grandes portées et mis en place par des moyens spéciaux, la charge d'entretien est à déterminer dans chaque cas en fonction de ces moyens.
- Terrasses et toitures recevant une étanchéité : on considère une charge de surface répartie sur 10m<sup>2</sup> qui vient s'ajouter au poids propre de la couverture. Sa valeur au m<sup>2</sup> est égale soit au poids moyen des matériaux constituant l'étanchéité et de ceux placés au dessus d'elle, plus 0.5 kN, soit à 1kN si ce poids n'est pas atteint. Les 10m<sup>2</sup> forment un rectangle dont un coté est éventuellement déterminé par l'entraxe entre les éléments de structure considérés.

---

Efforts thermiques : pour la France métropolitaine il est d'usage de négliger les charges dues aux différences thermiques, tant que la longueur du bâtiment, compté à partir du point fixe de contreventement, n'excède pas 50m.

CM66 :  $\pm 27^{\circ}\text{C}$  pour une charpente à l'air libre, soit 0.3mm/m ; le coefficient de pondération est le même que pour les charges permanentes.

Nota : pour les structures souples et élancées, il peut être nécessaire d'amplifier les efforts par un coefficient  $\beta$  d'amplification dynamique (fonction de la 1<sup>ère</sup> période propre de vibration de la structure)

Charges dues aux accumulations d'eaux : processus itératif dans lequel une forte chute d'eau entraîne des déformations de la couvertures, qui elles mêmes entraînent des accumulations d'eaux et d'autre déformations. Ce phénomène est surtout effectif pour les toitures de faible pentes

Charges de givres : elles sont susceptibles d'affecter certaines structures métalliques extérieures de faible poids propre, essentiellement dimensionnées par le vent et comportant un linéaire important de barres et parfois de câbles. (e.g. pylones)

---

combinaisons pratiques des règles CM66 :

- G	- G + Se + Q
- 1.33G + 1.5Sn	- 1.33G + 0.5*1.42Sn + 1.42Wn
- G + Se	- G + 0.5Se + 1.75Wn
- 1.33G + 1.5Q	- 1.33G + 1.42Q + 1.42Wn
- 1.33G + 1.5Wn	- G + Q + 1.75Wn
- G + 1.75Wn	- 1.33G + 1.33Sn + 1.33Wn + 1.33Q
- 1.33G + 1.42Sn + 1.42Q	- G + 0.5Se + 1.75Wn + Q

En présence d'un acrotère le vent ne peut plus balayer la neige :

$$Q + Se + Wn$$

$$Q + S_n + 1.75W_n$$

Combinaisons enveloppe : la plupart des combinaisons sont dans la pratique superflues. On ne retient en général que trois combinaisons enveloppe :

- $G + S_e + Q$  charge descendante
- $1.33G + 1.5(S_n + Q)$  charge descendante
- $G - W_e$  charge ascendante

Conditions de flèches :

Plancher : 1/300

Couverture : 1/200

La flèche due aux seules surcharges rapidement variables ne doit pas dépasser 1/500

Conditions de déplacement poteaux : 1/200° de la hauteur

En cas de poutre consoles la flèche maximum est égale au double de la flèche autorisée pour une poutre sur deux appuis.

## CALCUL EN TRACTION/COMPRESSION PURE/ CISAILLEMENT/FLEXION SIMPLE ET DEVIEE

### Calcul en traction (Tension)

Loi de Hooke :  $\Delta l = \frac{NL}{AE}$

- $\Delta L$  variation de longueur de la barre mm
- $N$  effort normal DaN
- $L$  longueur de la barre mm
- $A$  aire de la section mm<sup>2</sup>
- $E$  module d'élasticité longitudinale DaN/mm<sup>2</sup>

Coefficient de poisson :  $\epsilon_t = \nu \epsilon_l$

- $\epsilon_t = (\Phi_1 - \Phi_2) / \Phi_1$
- $\epsilon_l = \Delta L / L$

pour les aciers  $\nu = 0.3$

critère de résistance pour la traction :  $\sigma_t = \frac{N}{A_{nette}} \leq \sigma_e$  ;

$A_{nette}$  =  $A_{brute}$  –  $A_{trous}$  ; on envisage toute les sections, droites, obliques, brisées, etc.

### Calcul en Compression pure (Compression)

Si la longueur de l'élément comprimé est < à 10 fois sa plus petite dimension transversale, la pièce est dite courte et l'on a de la compression pure

Vérification :

Boulons non ajustés :  $\sigma_c = \frac{N}{A_{nette}} \leq \sigma_e$  ; boulons ajustés :  $\sigma_c = \frac{N}{A_{brute}} \leq \sigma_e$

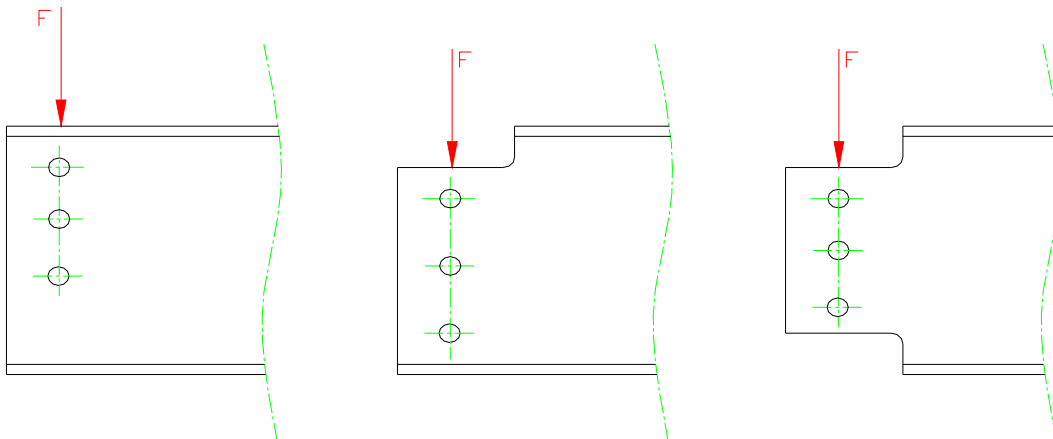
**calcul en cisaillement (Transverse Shear Stresses)**

**critère de résistance** :  $1.54\tau \leq \sigma_e$  avec  $\tau = \frac{T}{A_{nette}}$  ; formule générale:  $\tau = \frac{TS}{eaI}$   
; avec :

- T effort tranchant DaN
- ea épaisseur de l'âme en cm
- S moment statique de la section en cm<sup>3</sup>
- T moment d'inertie de la section en cm<sup>4</sup>

Attention : il faut bien prendre en compte le nombre de sections cisillées pour le calcul de Anette

**Cas pratiques :**



$$\tau = \frac{T}{A_{âmenette}}$$

$$\tau = \frac{TS}{eaI} \frac{A_{brute\ âme}}{A_{nette\ âme}}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{A_{âmenette}}$$

on doit vérifier aussi les contraintes de flexions au droit du grugeage et au droit des trous (sections affaiblies) ; quand cela ne passe pas on peut mettre des plaques de renforts ;

on ne doit pas, en principe (5,202-1), prendre comme valeur de l'effort tranchant du aux charges variables en un point quelconque, une valeur inférieure au quart de la valeur maximale déterminée dans la travée considérée. En effet les hypothèses de chargement retenues conduisent souvent à calculer des valeurs d'effort tranchant nulles ou très faibles en certains endroits. Or les conditions réelles, même avec des chargements

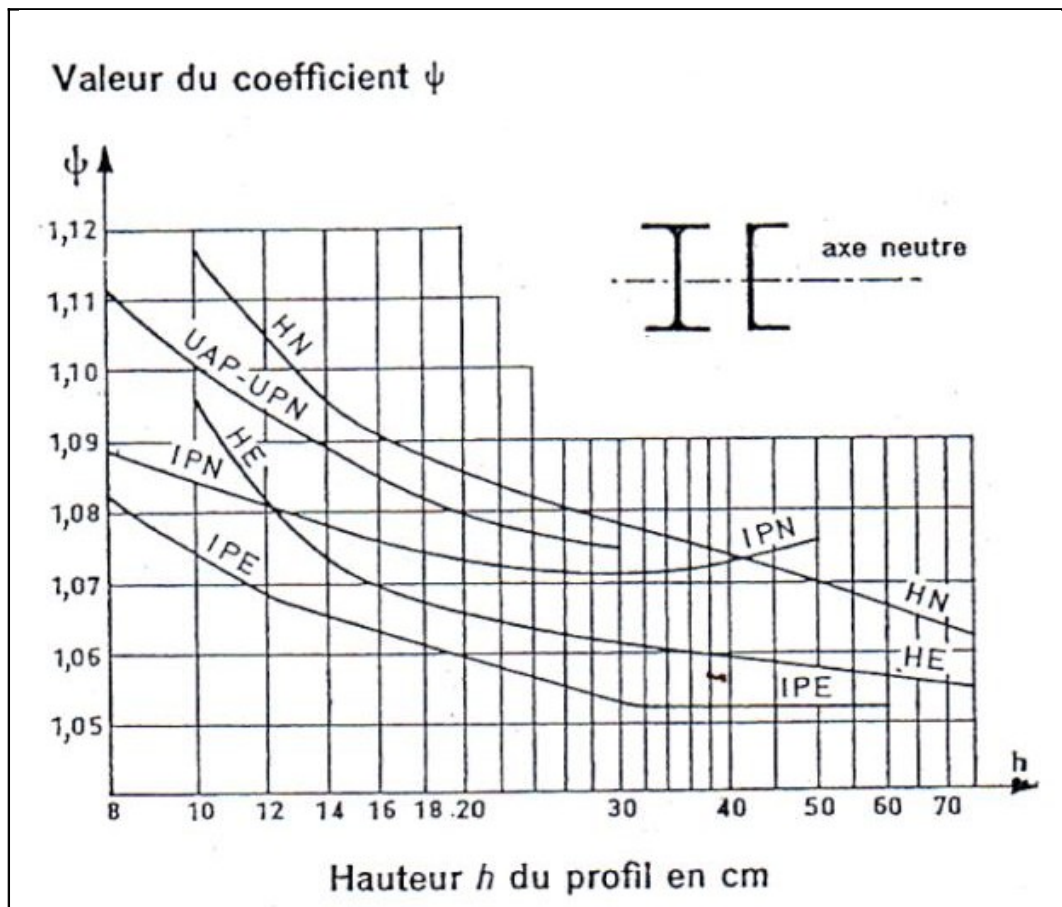
moins importants que ceux prévus au projet, peuvent conduire dès lors à des efforts tranchants nettement supérieurs dans ces zones. Cette règle permet de se prémunir contre ce phénomène.

### Calcul en flexion simple (Simple Bending)

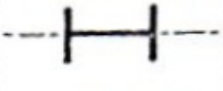
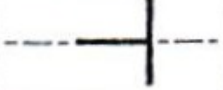
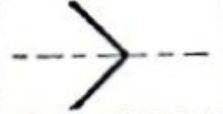
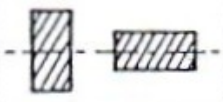
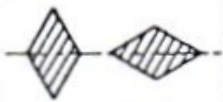
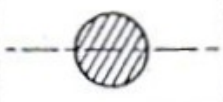

$$\sigma_f = \frac{M_0}{\frac{I_{xx}/v}{\Psi}} \leq \sigma_e$$

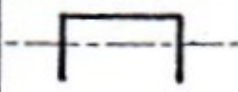
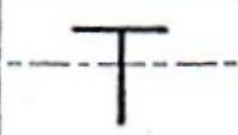


#### Critère de résistance :

- $M_0$  moment maximum pondéré obtenu sur la poutre
- $I_{xx}/v$  module d'inertie du profil
- $\Psi$  coefficient d'adaptation plastique du profil art. 13,212



FLEXION SYMÉTRIQUE

Position	Profits	
	IPE, IAP, HN, HE IPN	1,185 1,21
	Fers T	1,20
	Cornières au 1/10 Cornières au 1/15	1,24 1,36
	Section rectangulaire	1,185
	Section en losange	1,38
	Section circulaire pleine	1,27
	Tube circulaire mince	1,093

FLEXION DISSYMMÉTRIQUE		
Position	Profils	
	UAP	1,22
	UPN	1,25
	Demi-poutrelles HN, HE	1,20
	Demi-poutrelles IPE, IPN	1,21
	Fers T	1,23
	Cornières au 1/10	1,36
	Cornières au 1/15	1,31
	Cornières à angles vifs	1,22
	Cornières à } au 1/10 angles arrondis } au 1/15	1,26
		1,29

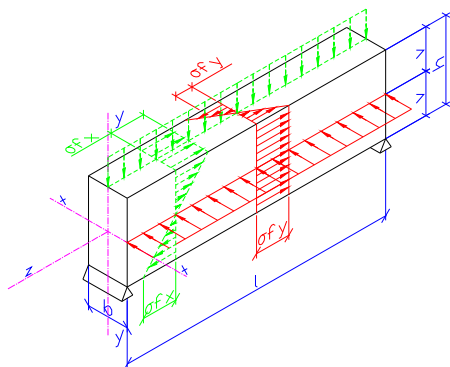
**relation entre le moment de flexion et la déformée :**  $M = EIy''$  (Deflexion of Beams)

$y''$  est la dérivée seconde de la déformée de la fibre neutre ; on admet que pour les poutres généralement rencontrées en charpente la flèche maxi se trouve très près du milieu de la poutre :

$$f_{\max} = f(L/2)$$

### Calcul en flexion déviée (Oblique Bending)

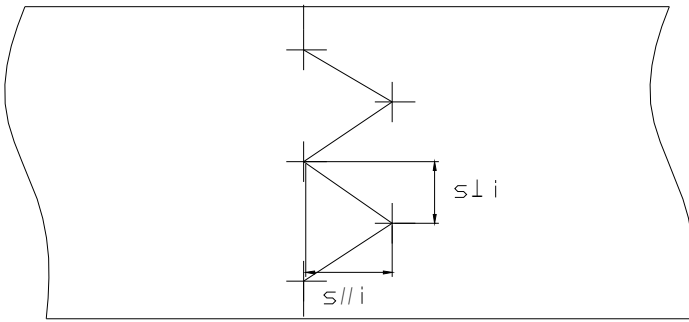
**Définition :** On a de la flexion déviée lorsque la poutre est fléchie suivant deux plans (de symétrie)



**Critère de résistance :** au même point les contraintes en x et en y s'ajoutent :

$$\frac{\sigma_{fx}}{\Psi_x} + \frac{\sigma_{fy}}{\Psi_y} \leq \sigma_e$$

**Nota :** calcul de la section nette, trous en quinconce :



$$A_{nette} = (b - nd_{tr} + \sum_i \frac{s_{//i}^2}{4s_{\perp i}}) * t$$

avec n nombre de perçages  
t épaisseur de la pièce

## Philosophie de calcul de l'Eurocode 3

Charges extérieures ultimes  $\leq$  Résistance de la pièce/ Coefficient partiel de sécurité

$$\begin{array}{l} N_u \leq N_R \\ V_u \leq V_R \\ M_u \leq M_R \end{array}$$

Où :

$N_u$  ,  $V_u$  ,  $M_u$  : effort normal ultime de compression ou de traction, effort tranchant ultime, et moment fléchissant ultime respectivement obtenus par les combinaisons de charge extérieures les plus défavorables

$N_R$  ,  $V_R$  ,  $M_R$  : effort normal résistant de compression ou de traction, effort tranchant résistant, et moment fléchissant résistant respectivement obtenus en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques du matériau.

### Combinaisons de charges :

1.  $1.35G + 1.5Q \downarrow$
2.  $1.35G + 1.5V \downarrow$
3.  $1.35G + 1.5N \downarrow$
4.  $1.35G + 1.35(Q + V + N) \downarrow$
5.  $G - 1.5V \uparrow$

### Classe des sections :

La classe de la section est donnée par la valeur maximale des classes de la semelle et de l'âme

**Ex :**

*Classe de la semelle 1.*

*Classe de l'âme 3.*

*Classe de la section est de classe 3.*

### Classe de la semelle :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon : \text{classe 1.}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 11\varepsilon : \text{classe 2.}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 15\varepsilon : \text{classe 3.}$$

**Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon : \text{classe 1.}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon : \text{classe 2.}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon : \text{classe 3.}$$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1	0.92	0.81

Tableau 1. Classe des sections pour les profilés laminés			
Type de laminé	Référence du profil	Classes de sections	
		Compression seule	Flexion seule
IPE	80 à 220	1	1
	240	2	1
	270	2	1
	300	2	1
	330	3	1
	360	3	1
	400	3	1
	450	4	1
	500	4	1
	550	4	1
	600	4	1
HEA	100	1	1
	120	1	1
	140	1	1
	160	1	1
	180	2	2
	200	2	2
	220	2	2
	240	2	2
	260	3	3
	280	3	3
	300	3	3
	320	2	2
	340	1	1
	360	1	1
	400	1	1
	450	1	1
	500	2	1
	550	2	1
	600	3	1
	HEB	100à550	1
600		2	1
HEM	100à600	1	1

**Coefficients partiels de sécurités**

Les coefficients partiels de sécurité pour vérifier la résistance des sections sont donnés dans le tableau 2.

Tableau 2. Coefficients partiels de sécurité		
Classe des sections	1, 2, 3	4
Section brute	$\gamma_{M0} = 1.0$ si marque NF acier	$\gamma_{M1} = 1.1$
Section nette au droit des trous	$\gamma_{M2} = 1.25$	

### Résistance des sections transversales (§ 3.4 EC3)

#### Effort axial de traction ( $N$ )

$$N \leq N_R$$

$$N_R = \text{Min}[N_{pl}; N_u; N_{net}]$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section brute}$$

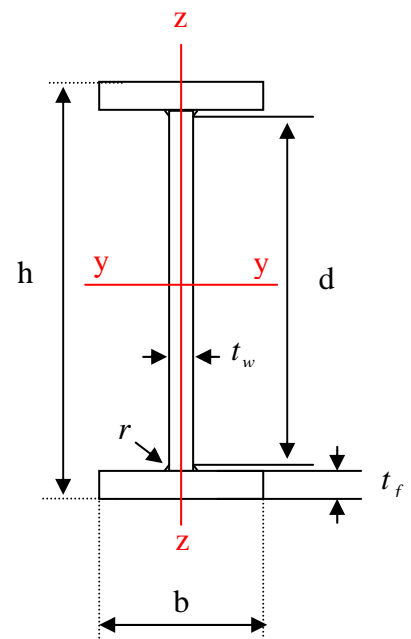
$$N_u = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons précontraints (HR) à l'ELU.}$$

#### Effort tranchant ( $V$ )

$$V \leq V_R$$

$$V_R = V_{pl} = \frac{0.58 f_y A_v}{\gamma_{M0}}$$



Section transversale

<b>Tableau 3. Aire de cisaillement d'une section</b>	
Type de profilés	$A_v$ : aire de cisaillement
Laminés en I ou H	$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$
Laminés en U	$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$
Reconstitués soudés en I ou H	$dt_w$

### Effort axial de compression ( $N$ )

$$N \leq N_R$$

- **Vérification à la résistance** :  $\bar{\lambda} \leq 0.2$  (pas de risque de flambement)

#### Sections de classe 1,2 ou 3.

$$N_R = N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Résistance plastique de la section brute.}$$

#### Section de classe 4.

$$N_R = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} : \text{Résistance de calcul de la section brute au voilement local.}$$

- **Vérification à la stabilité** :  $\bar{\lambda} > 0.2$  (il y a risque de flambement)

$$N_R = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_A = 1.0$  : pour les sections transversales de classe 1,2 ou 3.

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A} : \text{pour les sections transversales de classe 4.}$$

$\chi$  : coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer :

#### Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ :

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} : \text{élancement critique d'Euler}$$

$$\lambda = \text{Max}(\lambda_y, \lambda_z) : \text{élancement maximale de l'élément.}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} ; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} ;$$

$l_y$  : longueur de flambement par rapport à l'axe yy

$l_z$  : longueur de flambement par rapport à l'axe zz

$i_y$  : rayon de giration par rapport à l'axe yy

$i_z$  : rayon de giration par rapport à l'axe zz

• **Calcul Analytique du coefficient de réduction  $\chi$  :**

Flambement par rapport à l'axe fort yy

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[ \varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}}$$

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3)

<b>Tableau 4 : Facteurs d'imperfection <math>\alpha</math></b>				
Courbe de flambement	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Facteur D'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

Flambement par rapport à l'axe faible zz

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \left[ \varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0.5}}$$

$$\chi = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

$$N_N = \chi \cdot \beta_A \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_m}$$

- **Calcul à l'aide du Tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3 :**

On calcul  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{\max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$

On lit la valeur de  $\chi$  directement dans le tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3 en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}$  et de la courbe de flambement appropriée.

On déduit :

$$N_N = \chi \cdot \beta_A \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_m}$$

### Flexion simple ( $M$ )

$$M \leq M_R$$

**Section de classe 1 et 2 :**

$$M_R = M_{pl}$$

**Section de classe 3 :**

$$M_R = M_{el}$$

**Section de classe 4 :**

$$M_R = M_{eff}$$

Avec :

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Moment de résistance plastique de la section brute.}$$

$$M_{el} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Moment de résistance élastique de la section brute.}$$

$$M_{eff} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} : \text{Moment de résistance de la section brute au voilement local.}$$

### Flexion simple avec effort tranchant ( $M$ )

$$M \leq M_R$$

Si  $V \leq 0.5V_{pl}$  cas de flexion simple sans tenir compte de l'effet de l'effort tranchant

Si  $V > 0.5V_{pl}$

- cas de sections transversales à semelles égales et fléchies suivant l'axe de forte inertie :

$$M_R = \left( W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M0}} : \text{moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant.}$$

$$\text{Où : } \rho = \left( \frac{2V}{V_{pl}} - 1 \right)^2$$

- dans les autres cas :  
voir la flexion simple en remplaçant  $f_y$  par une limite d'élasticité réduite  $(1 - \rho)f_y$

### Flexion déviée ( $M_y, M_z$ )

**Section de classe 1 et 2 :**

$$\left( \frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$\alpha = 2$  et  $\beta = 1.0$  : sections en **I** et **H**

**Section de classe 3 :**

$$\frac{M_y}{M_{ely}} + \frac{M_z}{M_{elz}} \leq 1.0$$

**Section de classe 4 :**

$$\frac{M_y}{M_{effy}} + \frac{M_z}{M_{effz}} \leq 1.0$$

## Flexion composée ( $M + N$ )

$$M \leq M_R$$

$M$  : Moment ultime due aux charges extérieures

$M_R$  : Moment de résistance plastique réduit du fait de l'effort axial.

### I. Vérification de la section à la résistance :

#### 1. Pour un plat

$$M_R = M_{pl} \left[ 1 - \left( \frac{N}{N_{pl}} \right)^2 \right]$$

On doit vérifier :

$$\frac{M}{M_{pl}} + \left( \frac{N}{N_{pl}} \right)^2 \leq 1.0$$

#### 2. Pour une section comprenant des semelles :

- Si  $N > \text{Min}(0.25N_{pl}, 0.50A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$  : présence d'effort normal

Section de classe 1 et 2 :

Flexion autour de l'axe  $yy$  :

$$M_{Ry} = M_{ply} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_y \leq M_{Ry}$$

Flexion autour de l'axe  $zz$  :

$$M_{Rz} = M_{plz} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$M_z \leq M_{Rz}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f \text{ (aire de l'âme)}$$

$$a = \min(A_w / A; 0.5)$$

$$n = \frac{N}{N_{pl}}$$

**Flexion composée déviée (biaxiale) :**

$$\left(\frac{M_y}{M_{Ry}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{Rz}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n \quad \text{avec} \quad \beta \geq 1.0$$

**Section de classe 3 :**

$$\frac{N}{N_{pl}} + \frac{M_y}{M_{ely}} + \frac{M_z}{M_{elz}} \leq 1.0$$

**Section de classe 4 :**

$$\frac{N}{A_{eff} \cdot f_y} + \frac{M_y + N \cdot e_y}{M_{effy}} + \frac{M_z + N \cdot e_z}{M_{effz}} \leq 1.0$$

- Si  $N \leq \text{Min}(0.25N_{pl}, 0.50A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$  : l'effort normal est négligeable

**Section de classe 1 et 2 :**

$$M < M_R = M_{pl}$$

**Section de classe 3 :**

$$M < M_R = M_{el}$$

**Section de classe 4 :**

$$M < M_R = M_{eff}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Moment de résistance plastique de la section brute.}$$

$$M_{el} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} : \text{Moment de résistance élastique de la section brute.}$$

$$M_{eff} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} : \text{Moment de résistance de la section brute au voilement local.}$$

**II. Vérification de la section à la stabilité :**

$\bar{\lambda}_{\max} \geq 0.2 \quad (\text{il y a risque de flambement})$ $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4 \quad (\text{il y a risque de déversement})$
--

Où :  $\bar{\lambda}_{\max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$

**Section de classe 1 et 2 :**

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot N_{pl}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot M_{ply}} + \frac{k_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1.0$$

**Avec :**

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$\beta_{MLT}$  est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

**Section de classe 3 :**

Remplacer  $M_{pl}$  par  $M_{el}$

**Section de classe 4 :**

Remplacer  $N_{pl}$  par  $N_{eff}$  et  $M_{pl}$  par  $M_{eff}$

$$\bar{\lambda}_{\max} \geq 0.2 \text{ (il y a risque de flambement)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} < 0.4 \text{ (pas de risque de déversement)}$$

$$\chi_{LT} = 1.0$$

$$k_{LT} = k_y$$

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot N_{pl}} + \frac{k_y \cdot M_y}{M_{ply}} + \frac{k_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1.0$$

**Avec :**

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A f_y} \quad \text{avec } k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{avec } k_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{avec } \mu_z \leq 0.9$$

$\beta_{My}$  et  $\beta_{Mz}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

$\bar{\lambda} < 0.2$  (pas de risque de flambement)  
 $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$  (il y a risque de déversement)

$$\chi_{\min} = \chi = 1.0$$

$$\frac{N}{N_{pl}} + \frac{k_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot M_{ply}} + \frac{k_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1.0$$

$\beta_w = 1.0$  pour les sections de classes 1 et classes 2.

$\beta_w = \frac{W_{ely}}{W_{ply}}$  pour les sections de classe 3.

$\beta_w = \frac{W_{effy}}{W_{ply}}$  pour les sections de classe 4.

**Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour le déversement :**

### Calcul analytique :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\text{avec : } \varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$  pour les sections soudées

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl,yy} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} : \text{L'élancement réduit pour le déversement}$$

Ou bien

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\lambda_{LT}$  : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$\lambda_{LT} = \left[ \frac{\pi^2 E W_{ply}}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

### Formules approximatives :

Cas de sections doublement symétriques

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + (L / a_{LT})^2 / 25.66 \right]^{0.25}}$$

$$a_{LT} = (I_w / I_t)^{0.5}$$

$$i_{LT} = \left[ I_z I_w / W_{ply}^2 \right]^{0.25}$$

$$I_w = \frac{I_z h_s^2}{4} \quad \text{où} \quad h_s = h - t_f$$

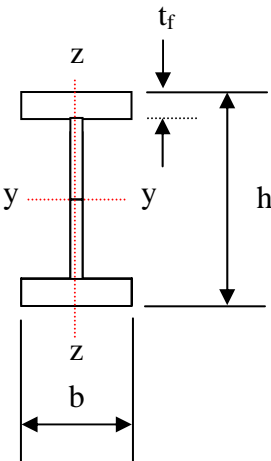
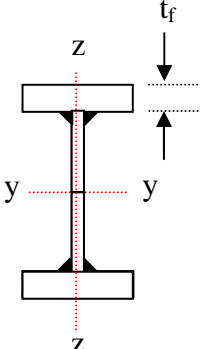
Pour les profils laminés en I ou H (voir annexe F) Eurocode

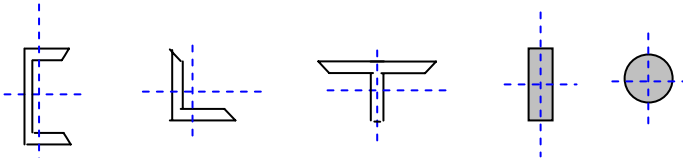
$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

Calcul de  $\chi_{LT}$  à l'aide du tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3.

Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit approprié  $\bar{\lambda}_{LT}$  peuvent être obtenues à partir du tableau 5.5.2 avec  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$  et  $\chi = \chi_{LT}$ , en utilisant :

- La courbe *a* pour les profils laminés.
- La courbe *c* pour les profils soudés.

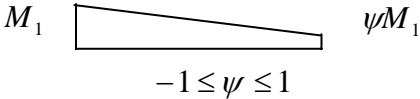
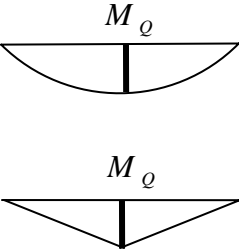
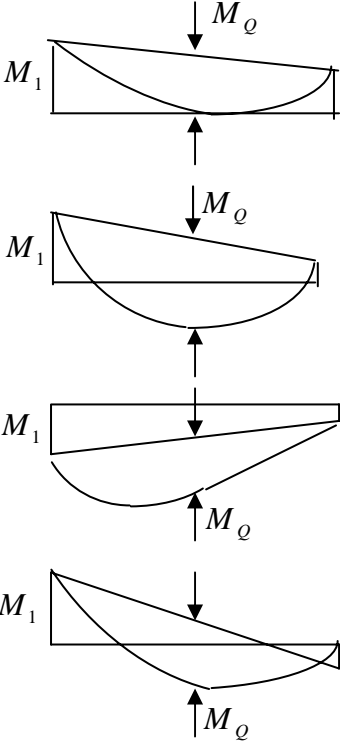
Tableau 5 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Section en I laminées 	$h/b > 1.2$		
	$t_f \leq 40mm$	<i>y-y</i> <i>z-z</i>	<i>a</i> <i>b</i>
	$40mm < t_f \leq 100mm$	<i>y-y</i> <i>z-z</i>	<i>b</i> <i>c</i>
	$h/b \leq 1.2$		
	$t_f \leq 100mm$	<i>y-y</i> <i>z-z</i>	<i>b</i> <i>c</i>
	$t_f > 100mm$	<i>y-y</i> <i>z-z</i>	<i>d</i> <i>d</i>
Section en I soudées 	$t_f \leq 40mm$	<i>y-y</i> <i>z-z</i>	<i>b</i> <i>c</i>
	$t_f > 40mm$	<i>y-y</i> <i>z-z</i>	<i>c</i> <i>d</i>

Sections en <b>U</b> , <b>L</b> , <b>T</b> et sections pleines 	Quel qu'il soit	$c$
---	-----------------	-----

Pour les autres cas : voir Tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3.

<b>Tableau 6 : Coefficients de réduction <math>\chi</math></b>				
$\bar{\lambda}$	<b>Courbe de flambement</b>			
	$a$	$b$	$c$	$d$
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Tableau 7 : Détermination des points de maintien		
Facteur	Axe de flexion	Points maintenus suivant la direction
$\beta_{My}$	$y - y$	$z - z$
$\beta_{Mz}$	$z - z$	$y - y$
$\beta_{MLT}$	$y - y$	$y - y$

Tableau 8. Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$	
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémités</p>  <p style="text-align: center;"><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1.3$  $\beta_{M,Q} = 1.4$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_M = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M\psi})$ <p><math>M_Q =  \max M </math> dû aux charges transversales seulement</p> <p>Pour diagramme de moment sans changement de signe</p> $\Delta M \begin{cases}  \max M  \\  \max M  +  \min M  \end{cases}$ <p>Pour diagramme de moment avec changement de signe</p>

Pour les autres cas : voir Figure 5.5.3 de l'Eurocode 3.

*Chapitre*

IV

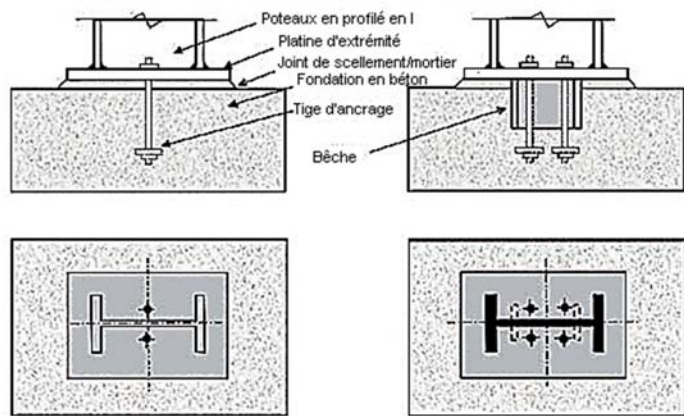
**Description, analyse et  
modélisation des éléments de  
construction**

# 1- Éléments principaux :

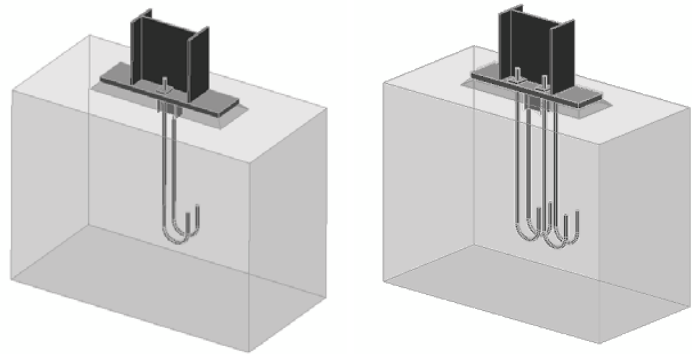
## a- Base des poteaux :

### 1- Introduction

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée souvent d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs.

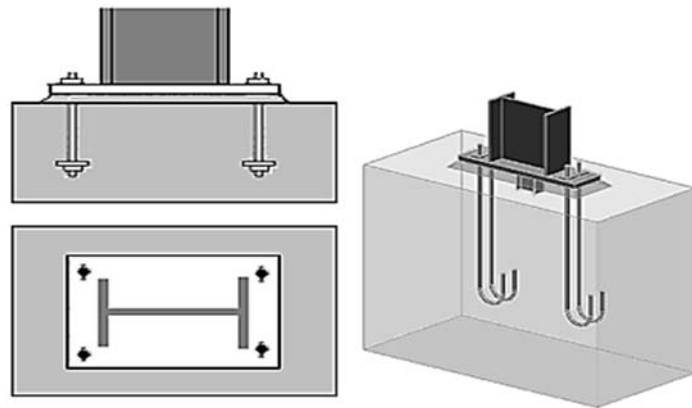


Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possible. Il est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux. Il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastés, mais seulement s'il existe des informations fiables sur les caractéristiques du sol. Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage. Les boulons d'ancrage permettent de résister aux forces de poussée ascendante qui se produisent dans le poteau mais aussi, et cela dans certains cas seulement, ils peuvent servir à résister à l'effort de cisaillement au niveau du pied de poteau.



*Pieds de poteaux articulés types et différents emplacements pour les boulons d'ancrage.*

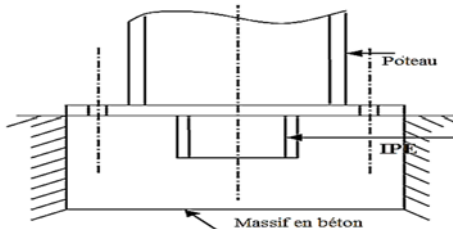
Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.



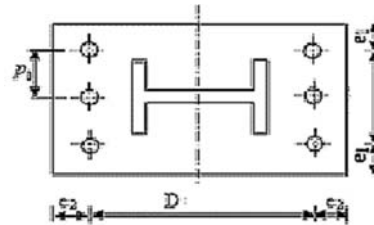
*Pieds de poteaux encastré types et emplacements pour les boulons d'ancrage.*

**Pied de poteau encastré :**

La palatine Soudée à l'extrémité du poteau est traversée par trois tiges ancrées dans le béton sur chaque file.



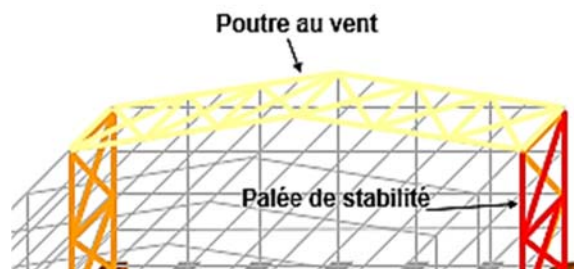
**Disposition de la bêche**



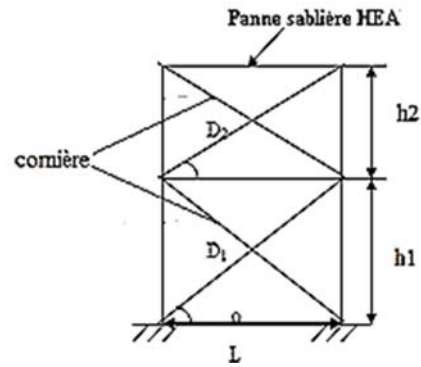
**Pied de poteau**

**a- contreventements**

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants ('poutres au vent'), et en façade ('palées de stabilité').

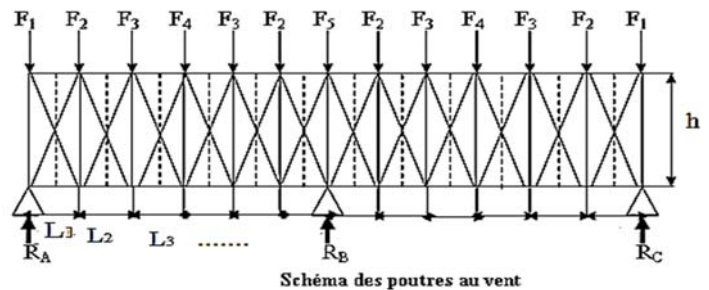


Vérification des éléments  
On vérifie la diagonale D1 et D2 à la traction



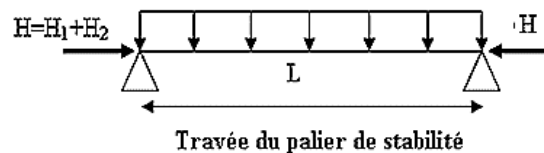
**Contreventement de toiture : (poutre au vent)**

On vérifie la diagonale à la traction



**Travée du palier de stabilité**

Vérification à la compression

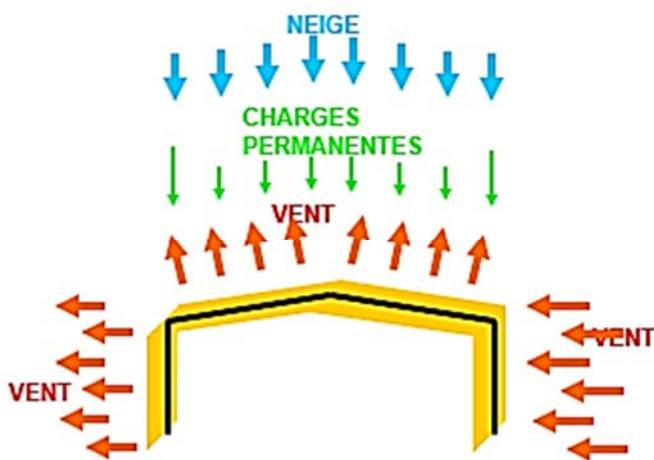


### b- Les portiques

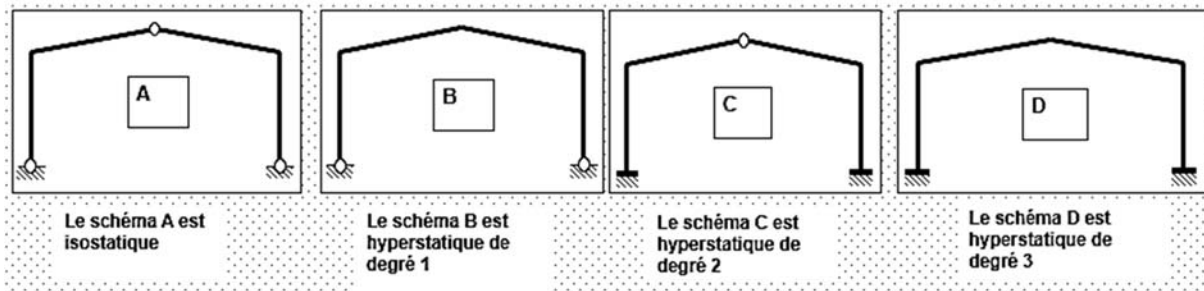
Après avoir mentionné la stabilité longitudinale qui est assurée par le palée de stabilité, nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto stable) qui reprendra tous les efforts Transversaux (vent ; séisme) et les transmettra aux fondations sans présentée grandes déformations.

Nota :

Comme un portique courant, un portique de rive est chargé uniquement dans son plan.



## Schémas statiques d'un portique de rive



## Vérification des éléments constituant le portique

### Vérification des poteaux

- Flambement
- Déplacements limites

### Vérification des poutres arbalétriers

- Flèche
- Déversement

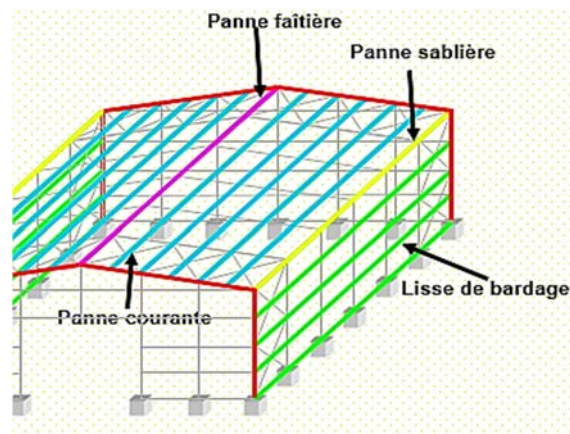
### Vérification de poutre estacade

- Flèche
- Déversement
- Flambement

## c- Les pannes

### Types de pannes :

Les pannes courantes  
Les pannes faitières  
Les pannes sablières.



Les actions susceptibles d'être équilibrées par les pannes sont :

- Équipements
- Vent
- Neige
- Charges permanentes

### La réaction des pannes courantes

- La flèche d'une panne isostatique est plus grande que celle d'une panne hyperstatique de même section transversale
- Les pannes courantes sont susceptibles de déverser
- Les pannes courantes sont généralement sollicitées en flexion biaxiale ou déviée

Les zones d'action d'une panne courante

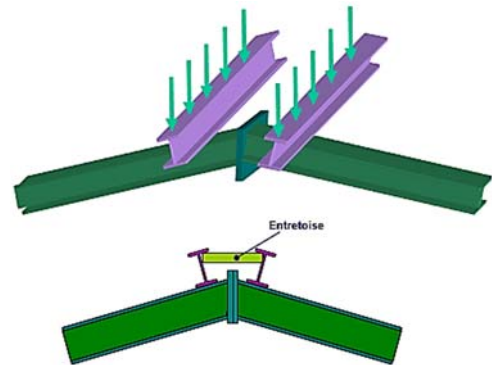
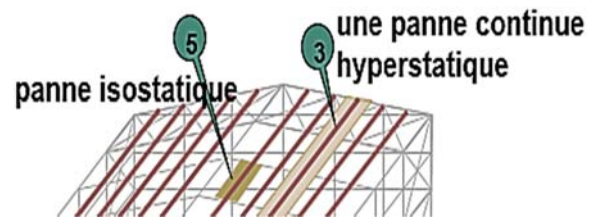
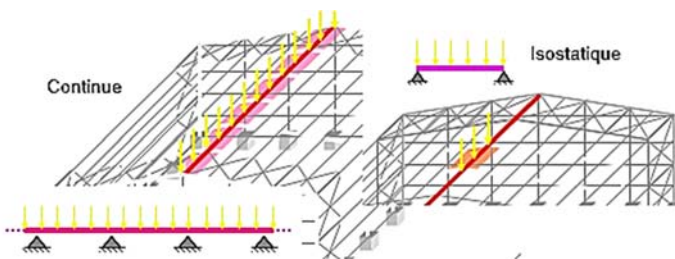
### Cas de pannes faîtières dédoublées

Si une platine existe en clé de portique, on peut doubler la panne faîtière pour pouvoir

L'installer correctement.

Les deux pannes sont toutefois reliées entre elles par des entretoises et l'ensemble fonctionne comme une panne unique

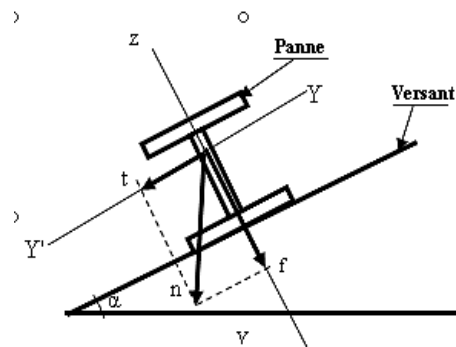
### **Modélisation d'une panne faîtière**



### **Dimensionnement des pannes**

Généralement de la forme I, profilé IPE

- La flexion bi axiale
- Déversement
- La flèche



### **Disposition des pannes**

#### **d- Les Assemblages**

L'assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

Les assemblages peuvent être réalisés soit par boulons ordinaires à haute résistance ou par soudure.

#### **1- Assemblages soudés**

Ils sont réalisés en atelier et destinés aux liaisons permanentes.

Sont systématiquement soudés :

- Les organes de liaisons (goussets, platines).
- Les profils reconstitués, les aboutages de profilés.

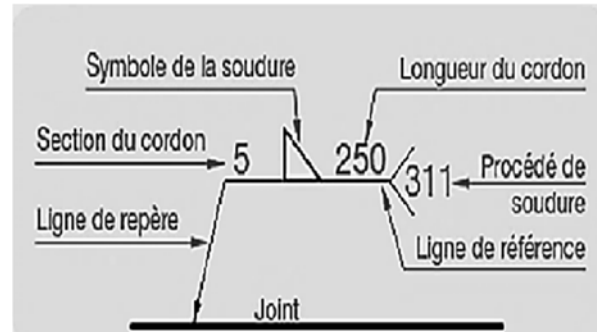
Deux procédés de soudages sont utilisés :

- **La soudure autogène** (chalumeau oxyacétylénique et baguette d'apport de même métal).
- **La soudure à l'arc électrique avec électrodes enrobées ou protégées par flux de gaz** (TIG, MIG).

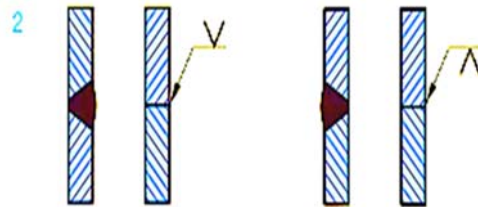
#### Représentation des soudures :

En fonction de l'échelle du dessin, les soudures peuvent être représentées de façon simplifiée, ou de façon symbolique.

- La figure ci-contre montre les indications à inscrire sur les dessins pour définir une soudure.



- Si la soudure est faite du côté où est placé le repère, le symbole est placé au-dessus de la ligne ; il est placé au-dessous dans le cas contraire (ci-contre)



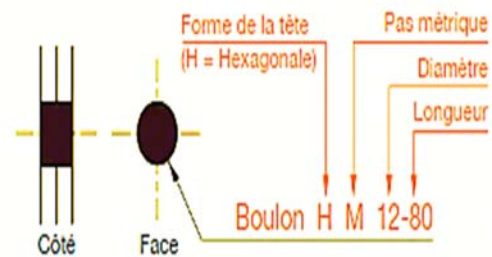
## 2- Assemblages boulonnés

Cette technique autorise une grande rapidité de montage sur le chantier et ceci à un coût très économique. Deux types de boulons sont couramment utilisés :

- **Les boulons ordinaires** : travaillant en traction et au cisaillement par butée.
- **Les boulons HR** : pour lesquels l'effort de serrage empêche le glissement entre les pièces assemblées. On les appelle aussi boulons précontraints.

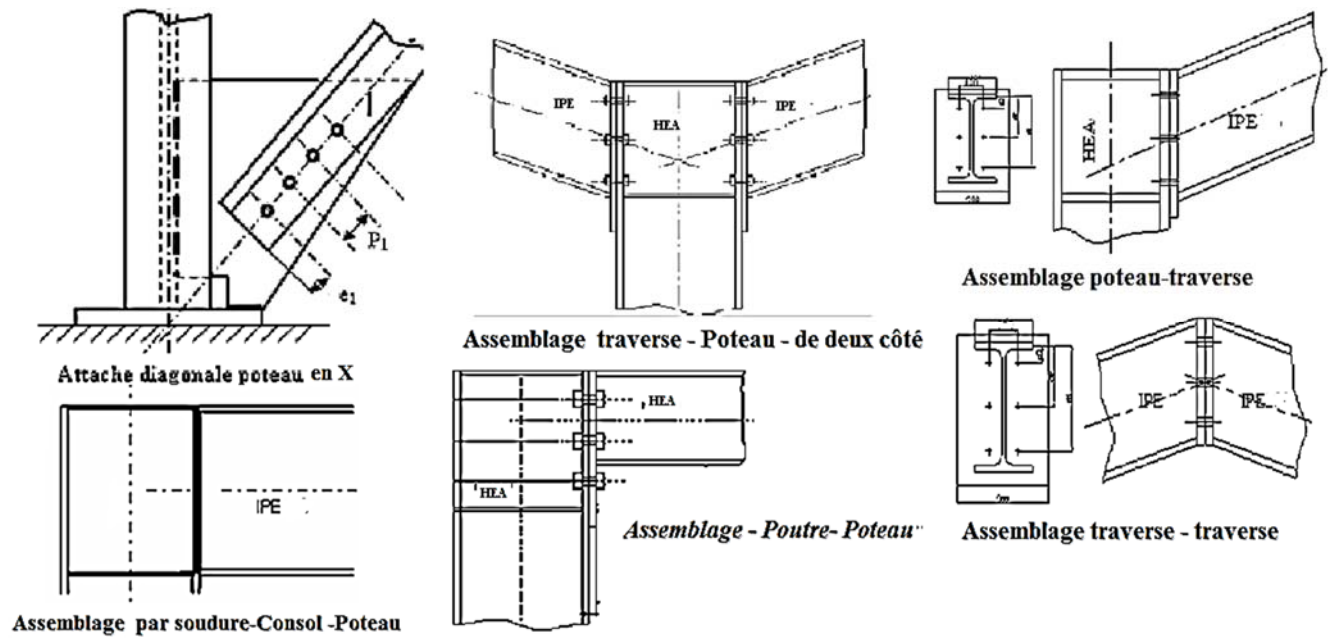
#### Représentation des boulons:

La figure ci-contre montre la représentation symbolique et la désignation simplifiée des boulons.



Les diverses formes d'assemblage que l'on rencontre sont :

- Assemblage poteau – traverse
- Assemblage traverse - traverse
- Assemblage traverse - Poteau - de deux côté
- Assemblage - Poutre- Poteau
- Assemblage par soudure-Consol –Poteau
- Les attaches des diagonales en X



Les paramètres des assemblages boulonnés :

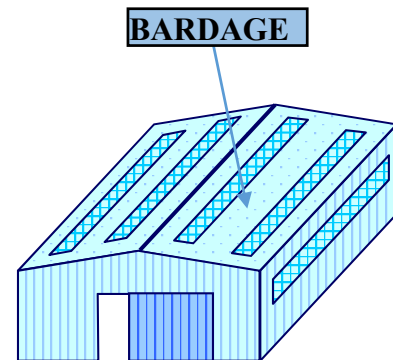
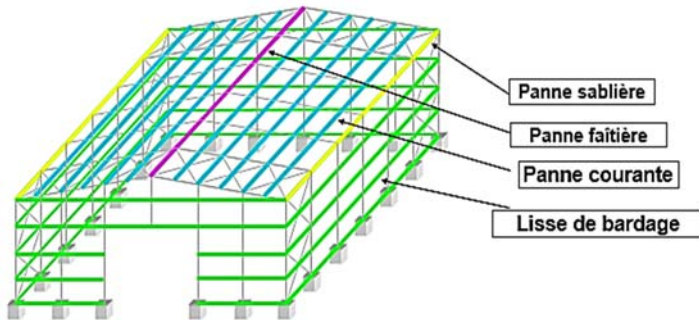
Quant aux boulons : le nombre, diamètre, écartement et entraxe.

Tandis que les platines : Hauteur, largeur et épaisseur.

## 2-Eléments secondaire

### a) BARDAGE ET COUVERTURE

Les éléments qui supportent la couverture et le bardage sont :



### Dimensionnement des lisses de bardage

Généralement de la forme U, profilé UPN

- La flexion bi axiale
- La flèche

### b) POTELET :

Les éléments qui maintiennent les potelets :

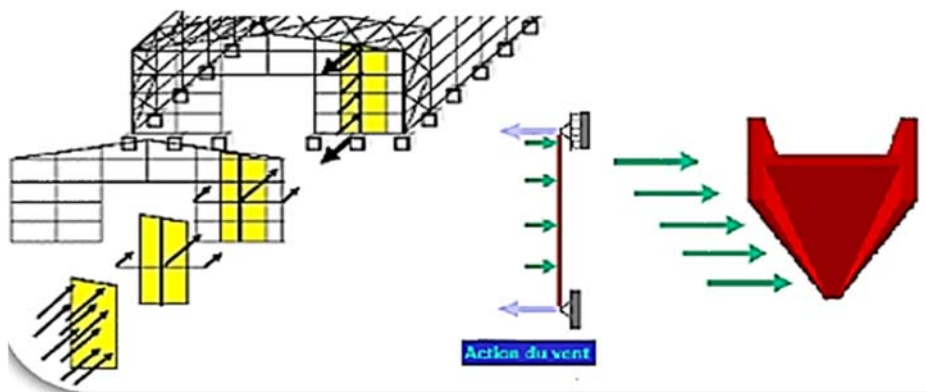
Poutre au vent et les fondations. Tandis que les potelets supportent les lisses de bardage.

les types d'actions reprises par les potelets sont :

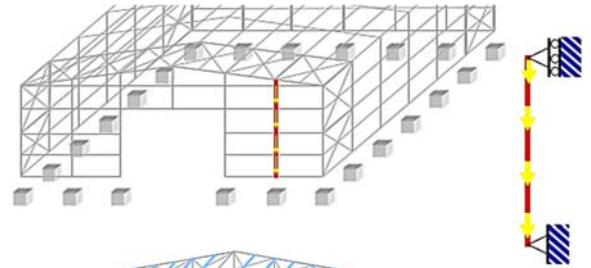
- Vent longitudinal
- les charges permanentes

La zone d'action d'un potelet est la zone 2

### Modélisation - Action horizontales :

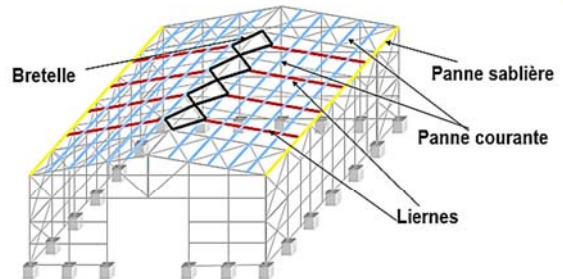


En général, le potelet n'est pas destiné à supporter des actions verticales transmises par le portique de rive. L'appui supérieur doit donc être un appui glissant.



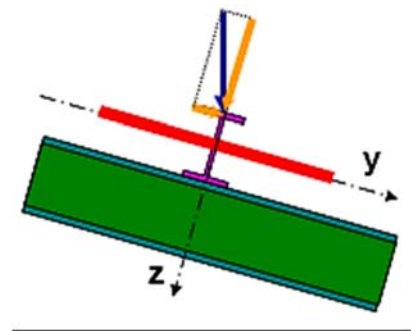
### c) LIERNE :

Les liernes supportent les pannes courantes et les pannes sablières et se relie avec les bretelles.



Vis-à-vis de pannes courantes isostatiques :

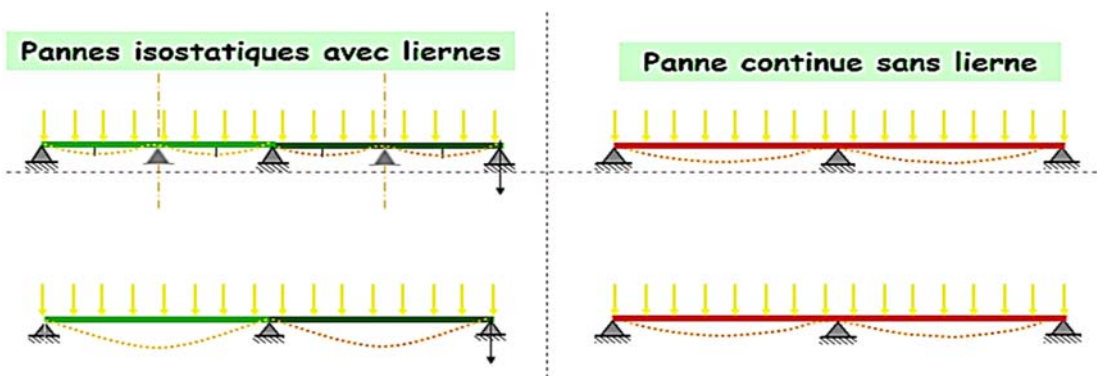
- Les liernes réduisent le moment fléchissant selon l'axe faible.
- Les liernes sont des éléments tendus.
- Les liernes peuvent éviter le déversement des pannes.



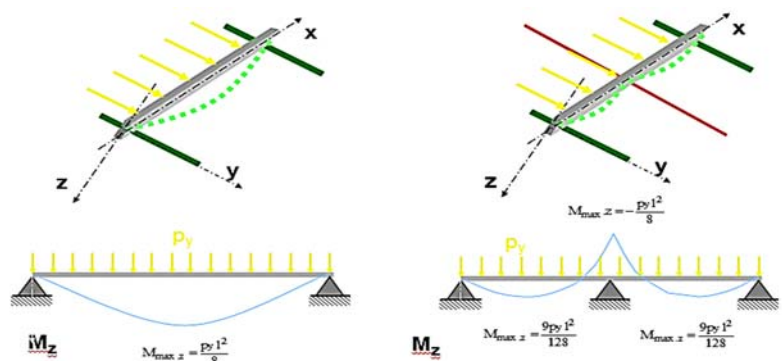
### NB :

Si on veut éviter d'utiliser des liernes on suppose de faire :

- On augmente la section des pannes.
- On change de type de profilé (H au lieu de I par exemple).
- On réalise des pannes continues (sur 3 appuis par exemple).



Les liernes sont des appuis intermédiaires pour la flexion selon le sens de petite inertie mais ne jouent pas de rôle pour la flexion d'axe fort.

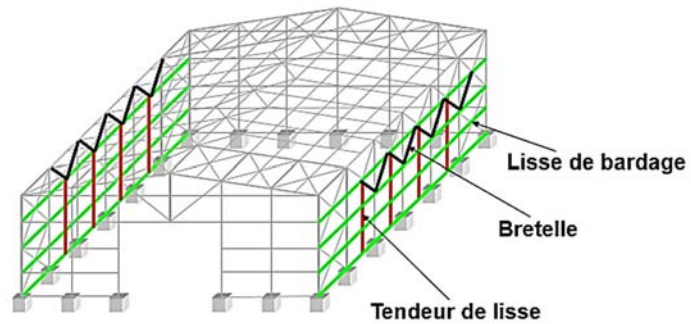


Ils ne jouent un rôle que selon l'axe faible. Elles sont plus efficaces avec les pannes isostatiques où elles réduisent la flèche selon l'axe de petite inertie.

Avec des pannes continues, l'effet de la continuité réduit déjà la flèche d'environ 60 %.

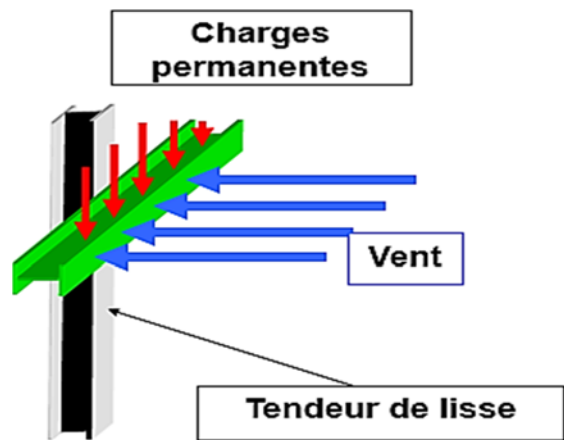
d) **TENDEUR DE LISSE :**

Les éléments supportés par les tendeurs de lisse sont les lisses de bardage tandis que les tendeurs de lisse sont supportés par les bretelles.



Vis-à-vis des lisses de bardage :

- Les tendeurs de lisses réduisent le moment fléchissant selon l'axe faible.
- Les tendeurs de lisses sont des éléments tendus.
- Les tendeurs de lisses peuvent éviter le déversement des lisses.

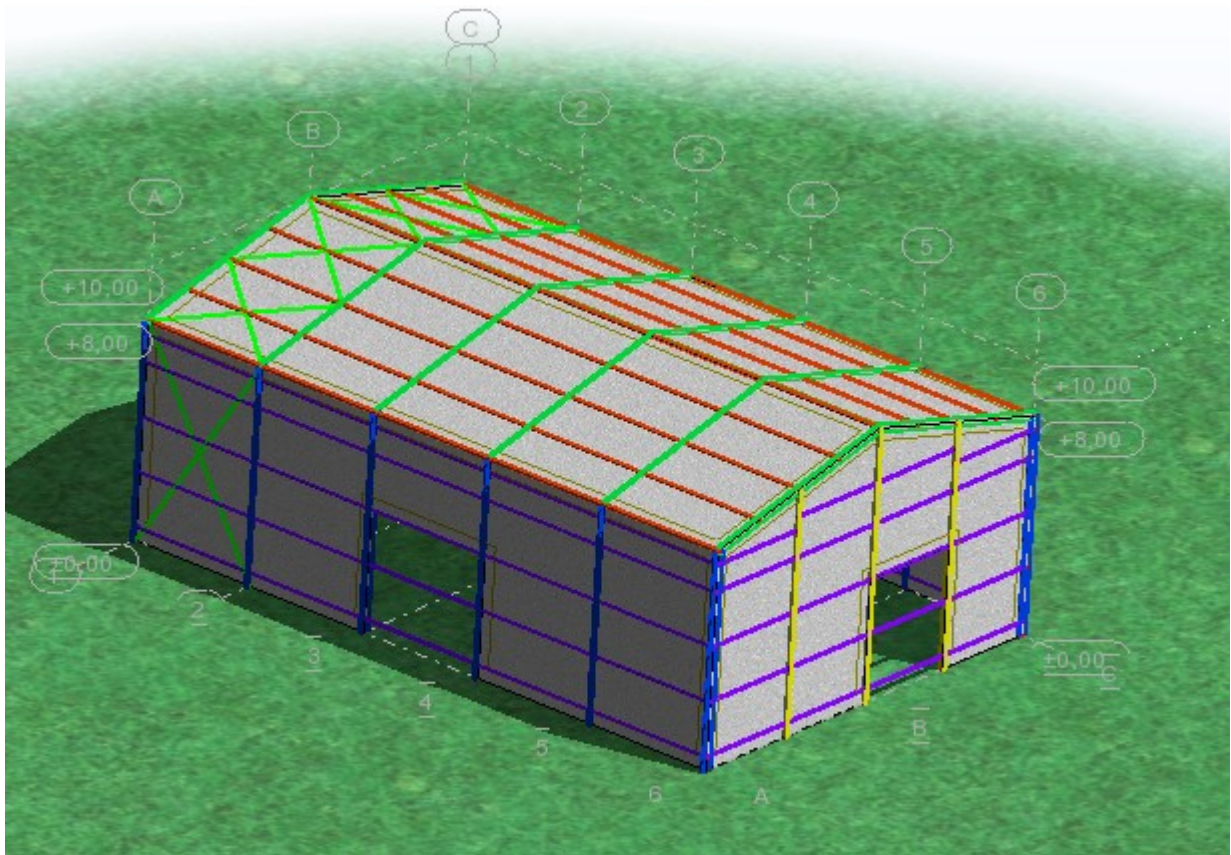


*Chapitre*

V

# Dimensionnement et calcul selon chaque règlement

1. présentation du logiciel

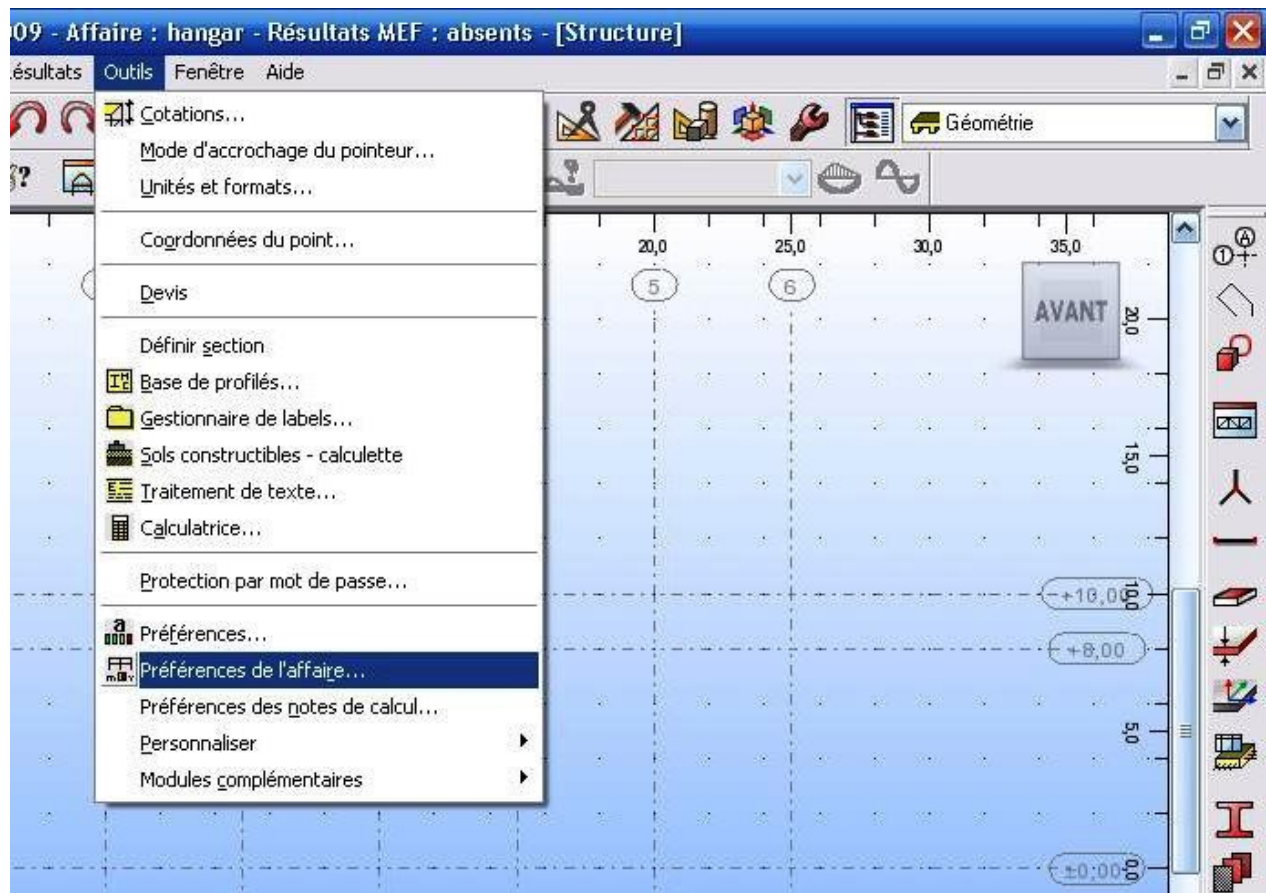


Avant d'entamer la modélisation on va choisir les documents de référence (DTU, DTR, NORME, ...) avec lesquels on va travailler en fonction de la nature de la structure et de son emplacement (géographique)

Outils



Préférence de l'affaire



### Norme de conception

- RPA 99/V2003
- RNV 99
- CM66
- Eurocode 3



L'étape suivante :

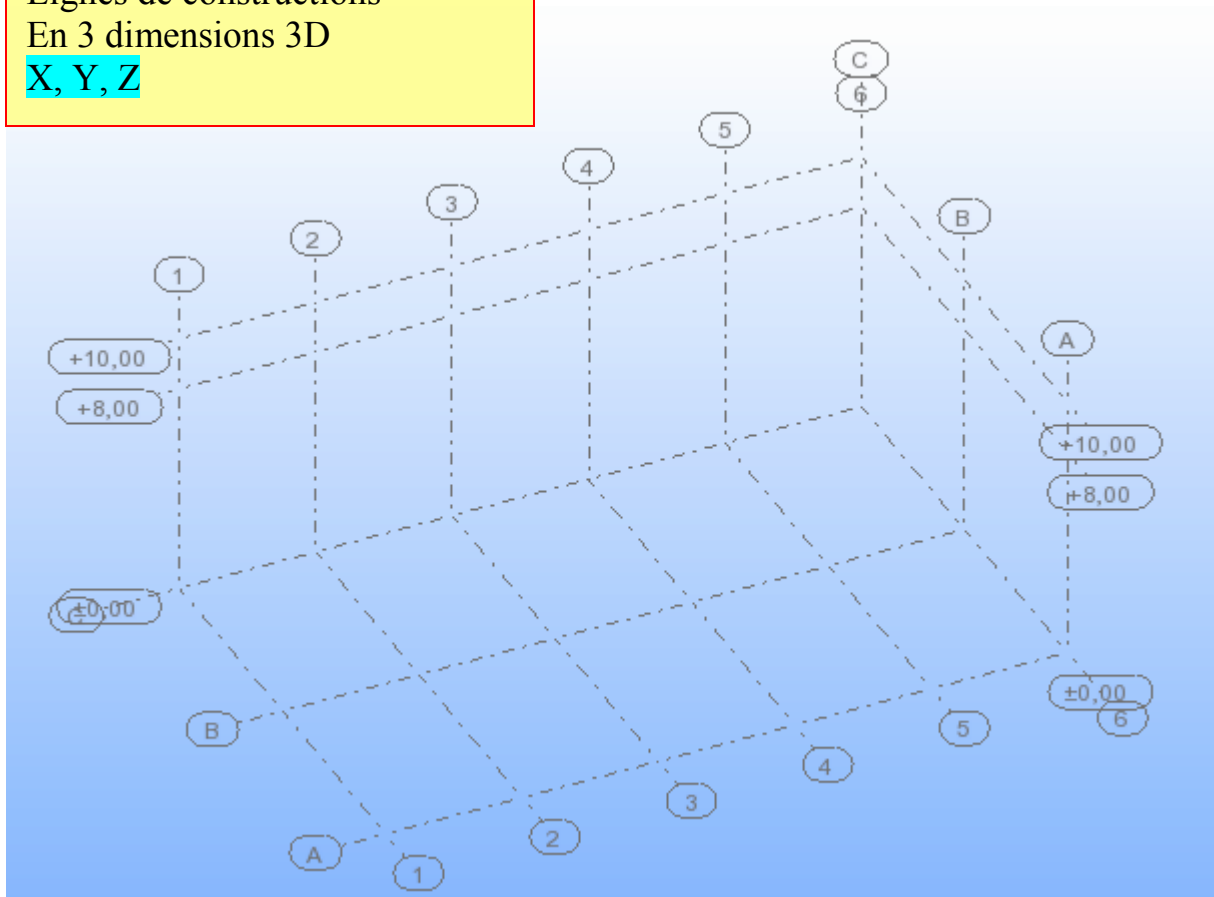
Lignes de constructions   
 Il est préférable de différencier  
 la numérotation des axes et files

X= 1, 2, 3, 4, ...

Y= A, B, C, ...

Z= +0.00, +8.00, ...

Lignes de constructions  
En 3 dimensions 3D  
X, Y, Z



**Barres**

Barre n° : 1 Pas : 1

Nom : Barre\_1

Caractéristiques

Type : Barre

Section : IPE 300

Matériau par défaut : ACIER

Coordonnées des noeuds (m)

Origine : 34.00; 0.00; -2.00

Extrémité :

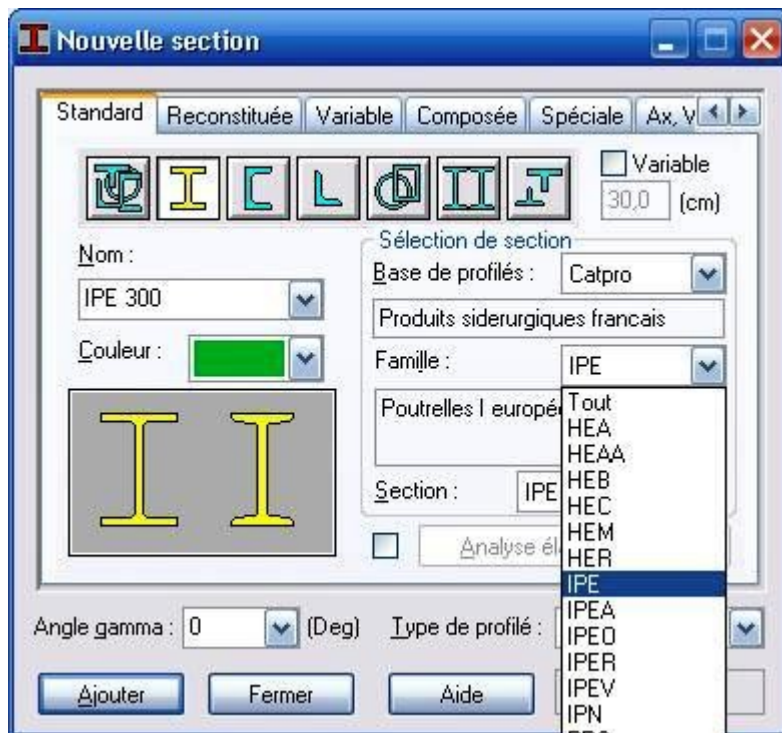
Etirer

Position de l'axe

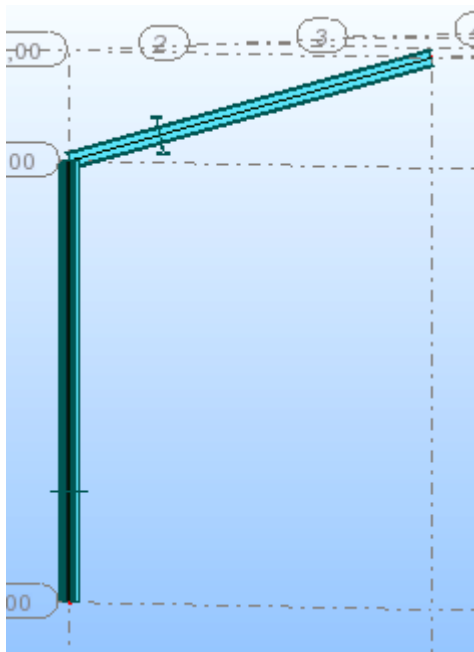
Excentrement : inexistant

Ajouter Fermer Aide

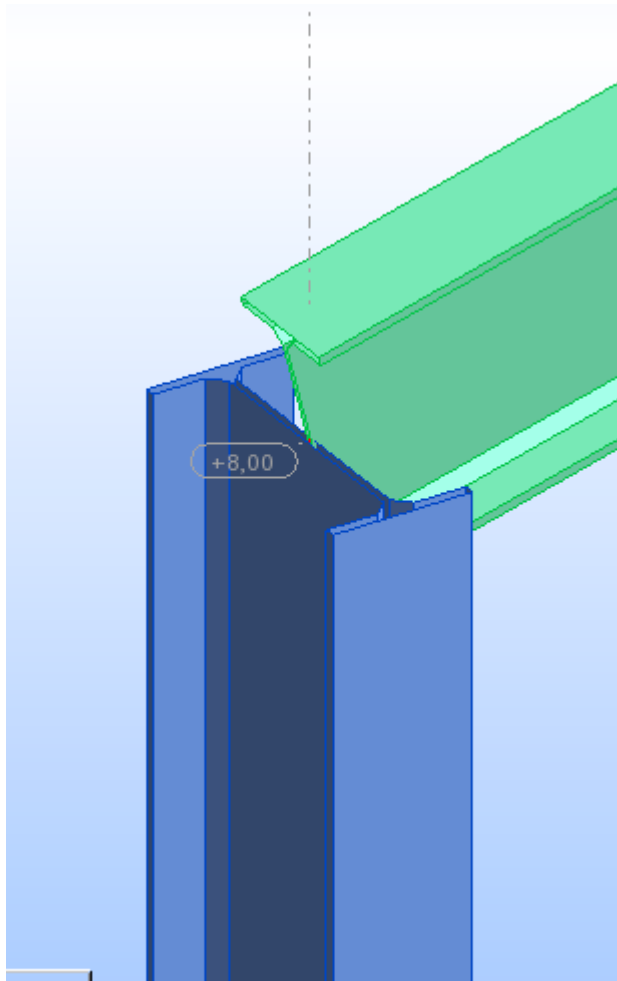
Ici on procédera à la définition des profilés métallique dans la bibliothèque de logiciel RSA



Dans notre cas les profilés sont de type standard  
 IPE360=poteau  
 IPE300=traverse  
 IPE 240=potelet  
 IPE120=panne  
 IPE100=lisse  
 2xL50x50x5=con treventement

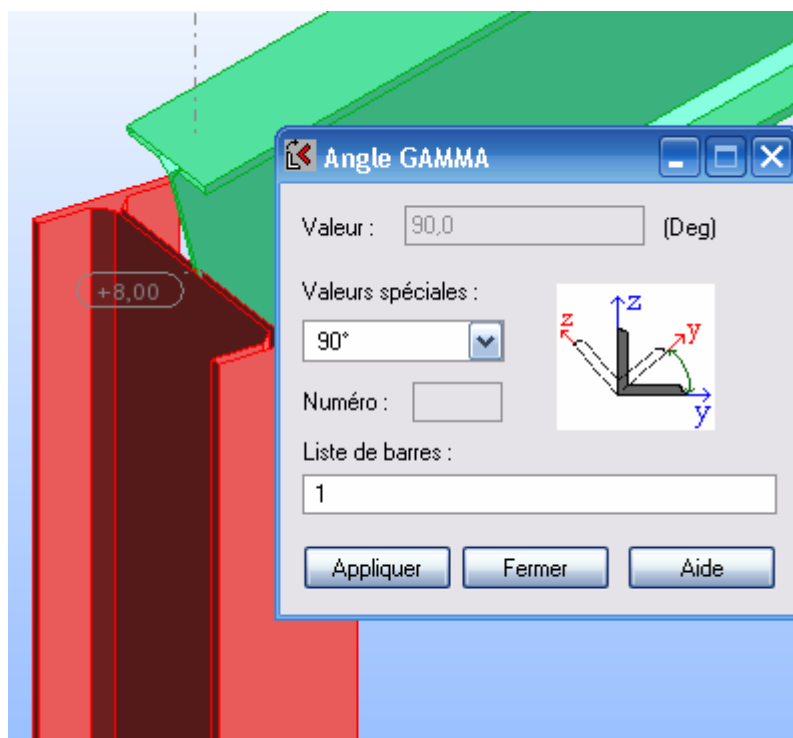
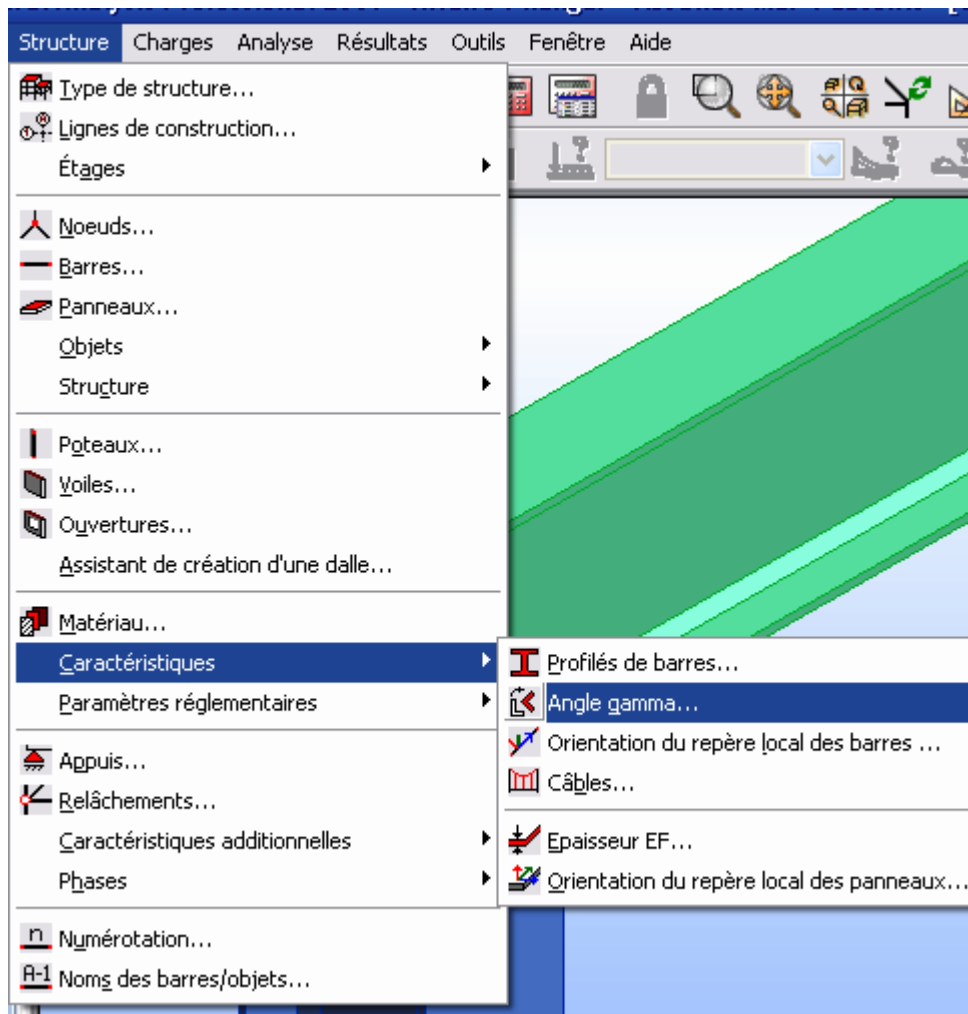


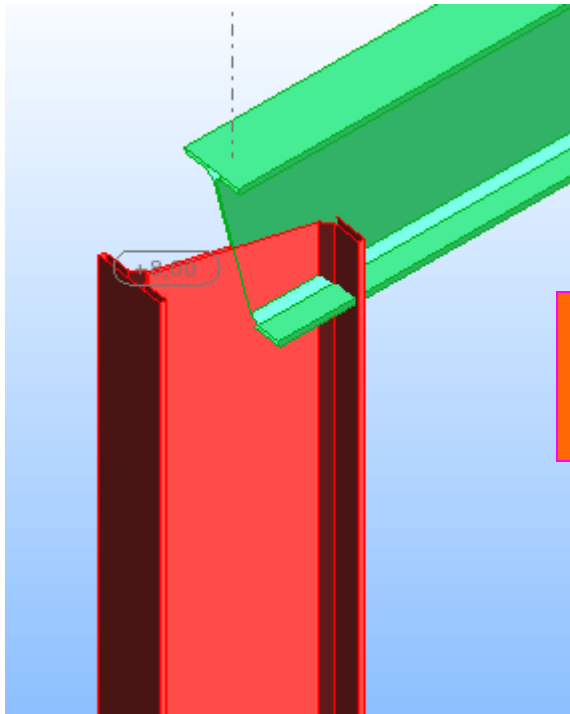
On commence à dessiner notre premier demi portique



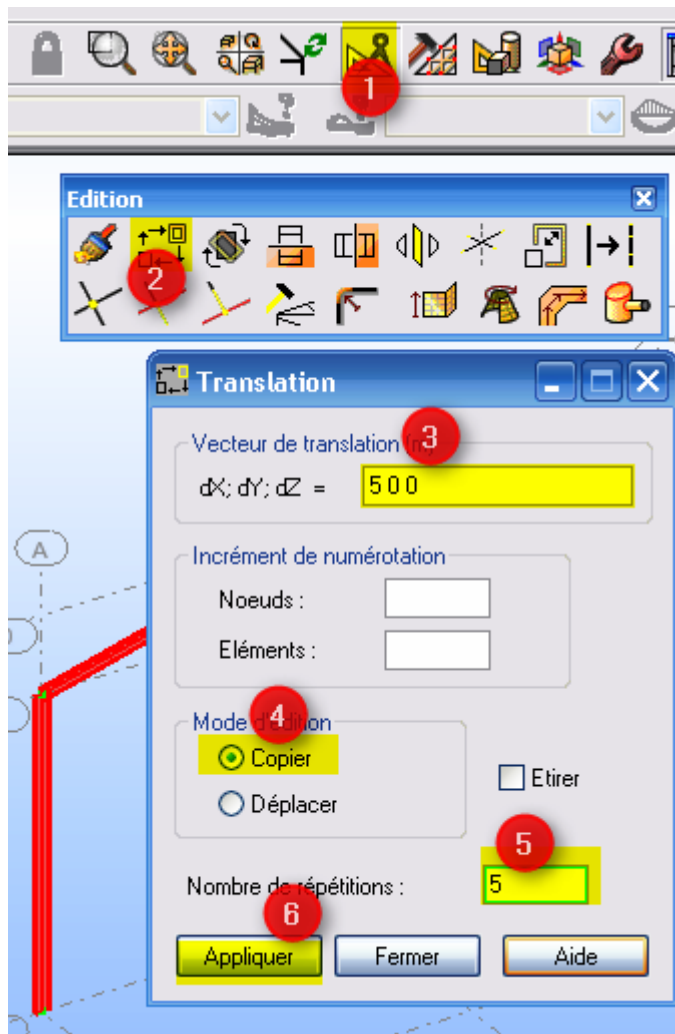
On constate que l'inertie de poteau est dans l'autre sens on corrige

Menu structure=ok  
Caractéristique :  
Angle gamma :  
On sélectionne l'angle de rotation  
Dans notre cas  $90^\circ$   
On sélectionne les éléments affectés et on valide





Le problème est réglé  
L'inertie de poteau est dans le bon sens « bravo ! »



L'étape suivante notre demi portique est conforme, on procède à le copier sur les autres axes :

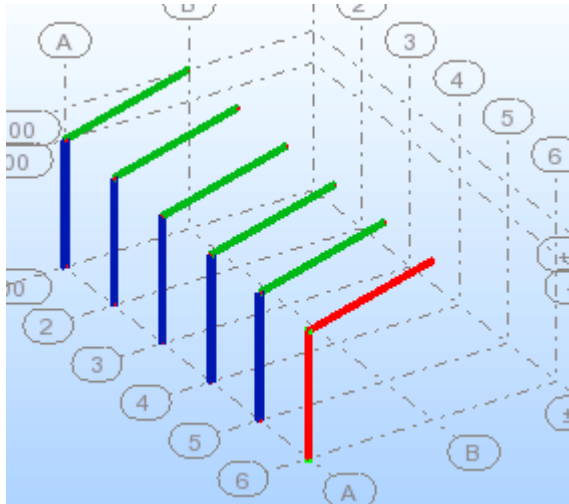
Ici on a deux possibilités :

Soit graphiquement à l'aide de la souris ou en mentionnant l'intervalle, on applique ce dernier cas :

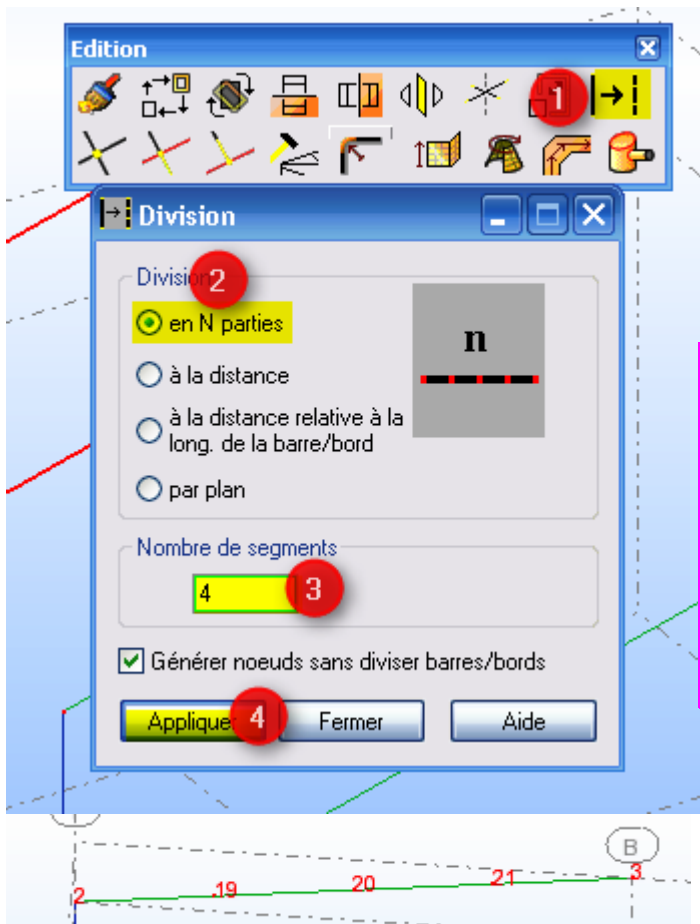
Sur X= le pas est de 5m

Sur Y=0

Sur Z=0



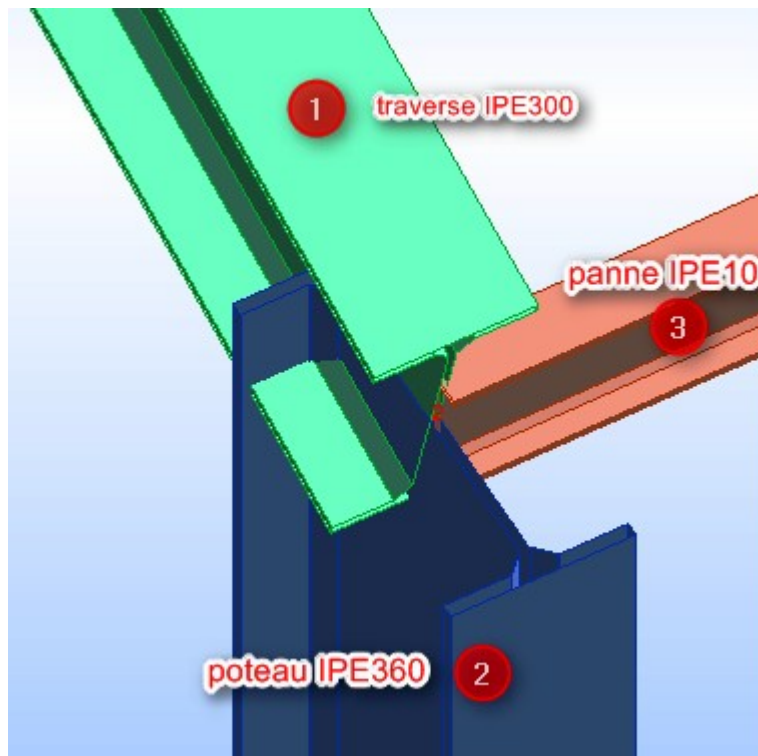
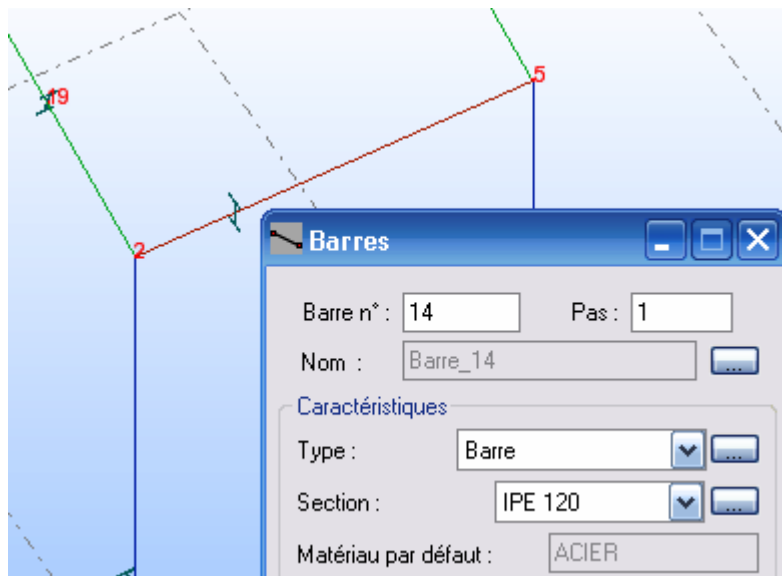
Le résultat est parfait  
Ok  
On continue ;  
Maintenant on passe à  
un autre élément  
**Les pannes**



**astuce**

Pour faciliter la tâche on va  
procéder à la division de la  
traverse comme indiquée ci-  
dessus

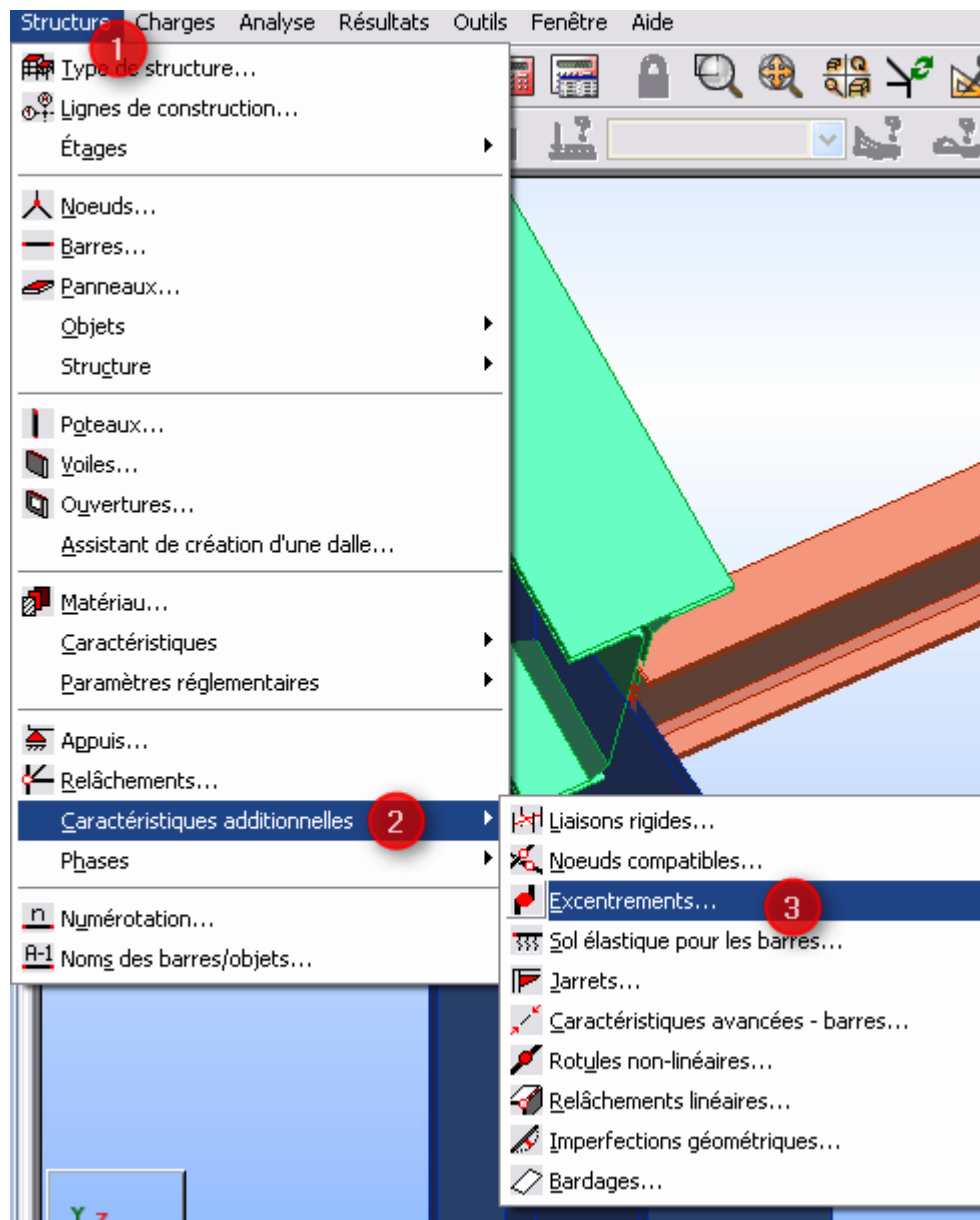
On peut procéder par d'autre  
manière



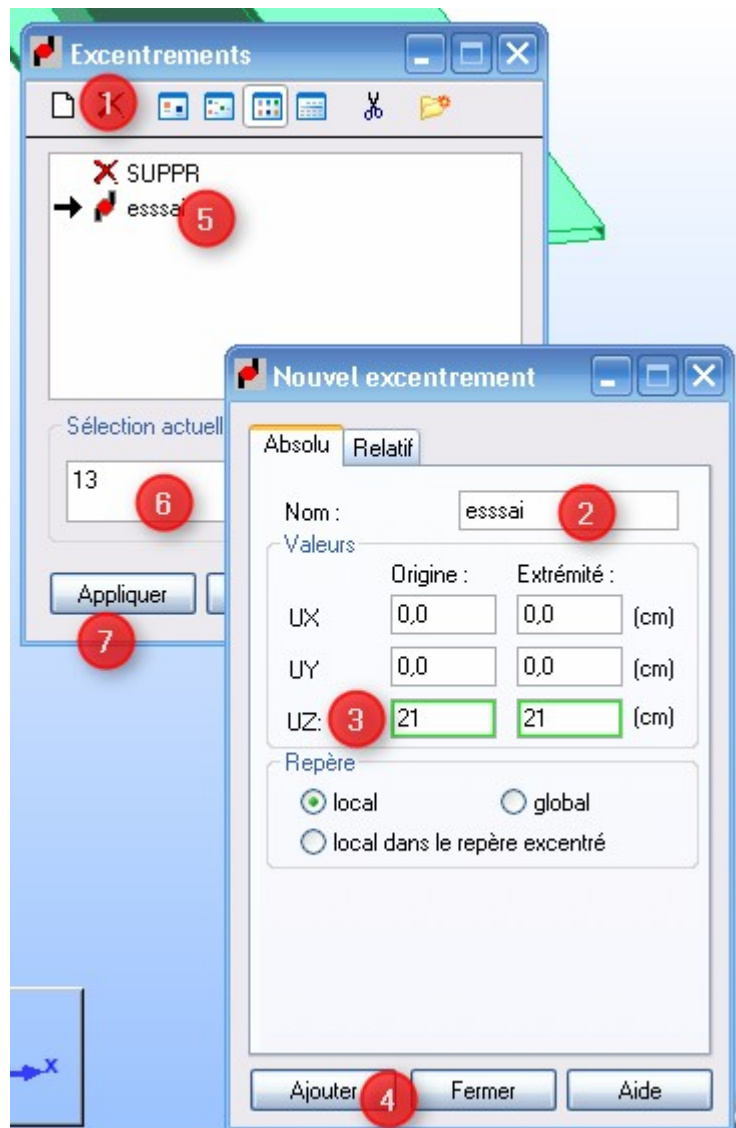
La première panne a été montée sur les traverses :

**Premier problème :**

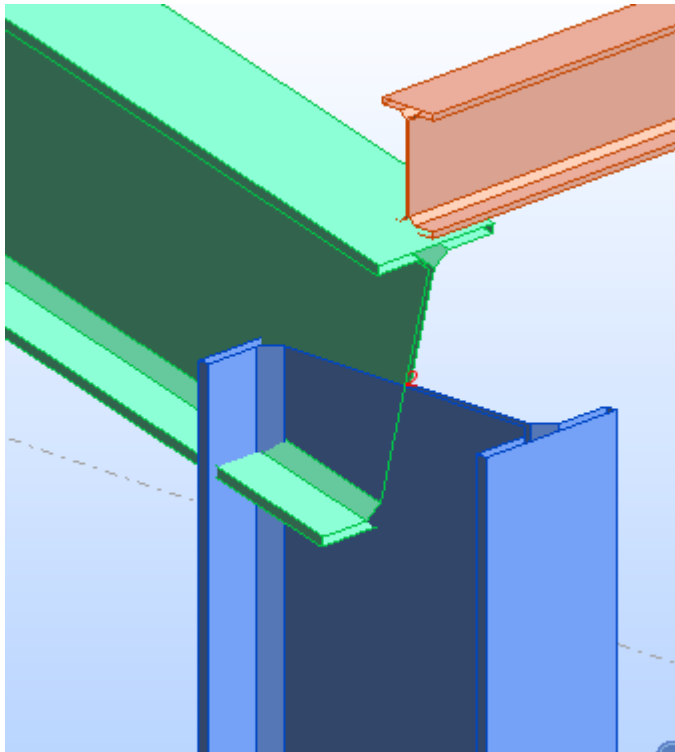
On constate que la panne n'est pas posée sur la semelle supérieure de la traverse, on procède à la correction



Pour la posé sur la semelle supérieure de la traverse on doit la surélevée de la moitié de la traverse plus demi de la panne cad  
 $300/2+120/2=210\text{mm}$   
Et cela selon l'axe Z  
UZ=21cm



Héeeeeeee le problème est  
réglé bravo ! Enfin  
Regardé ci dessus



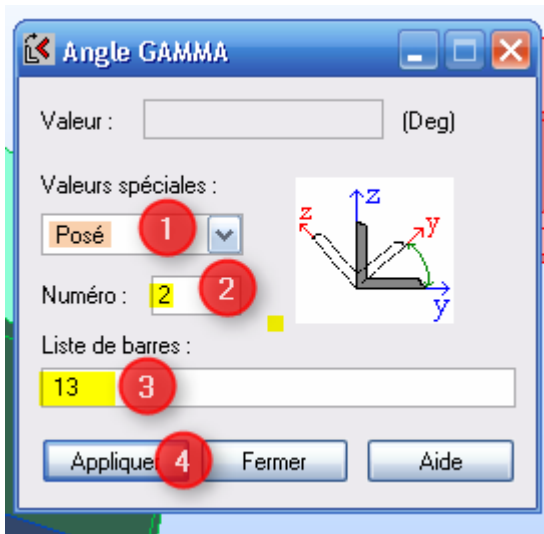
**Encore un autre problème :**

« désolé »

La panne n'est pas perpendiculaire à la traverse elle est perpendiculaire au poteau, dans ce cas la panne est considérée comme une solive, elle va travailler en flexion simple et non en flexion déviée,

**Correction :**

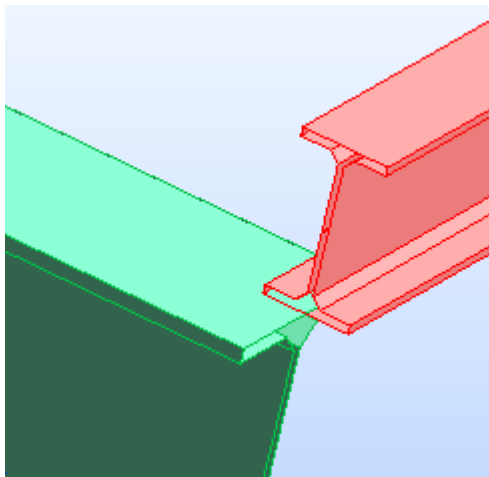
Menu : structure  
Caractéristique  
Angle gamma



En 1 : on va choisir **posé**

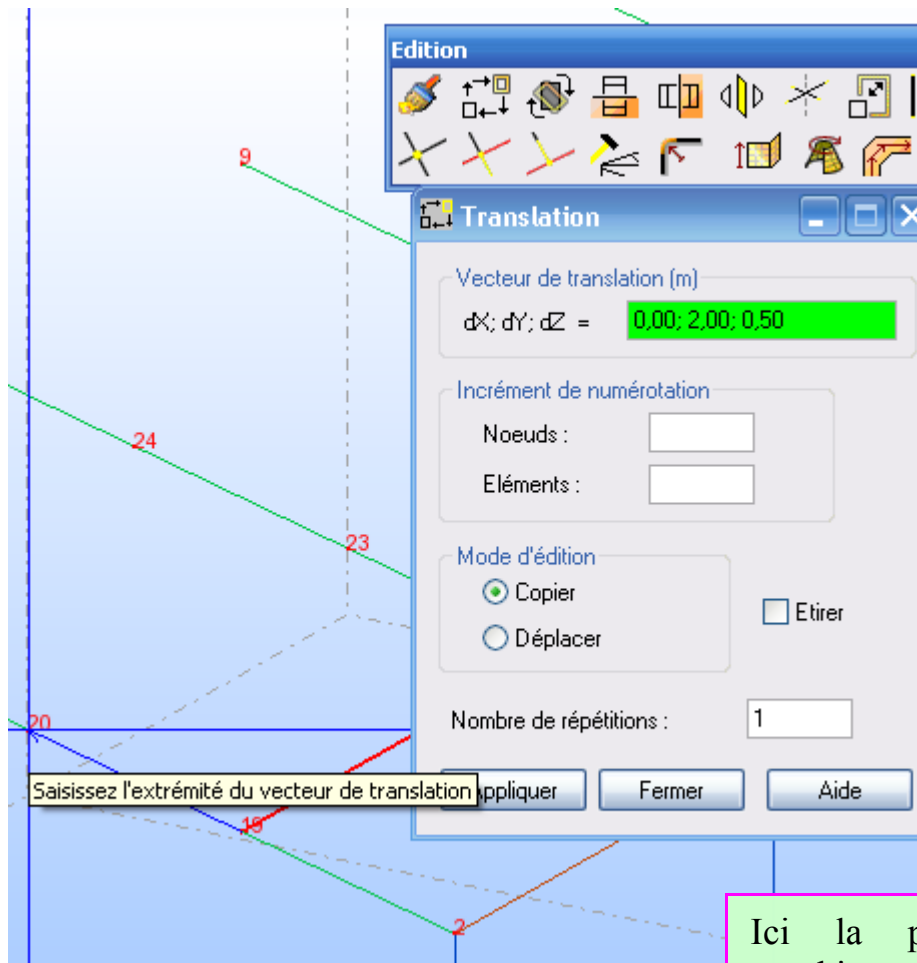
En 2 : élément de référence « traverse »

En 3 : élément a posé sur l'élément 2 « panne »

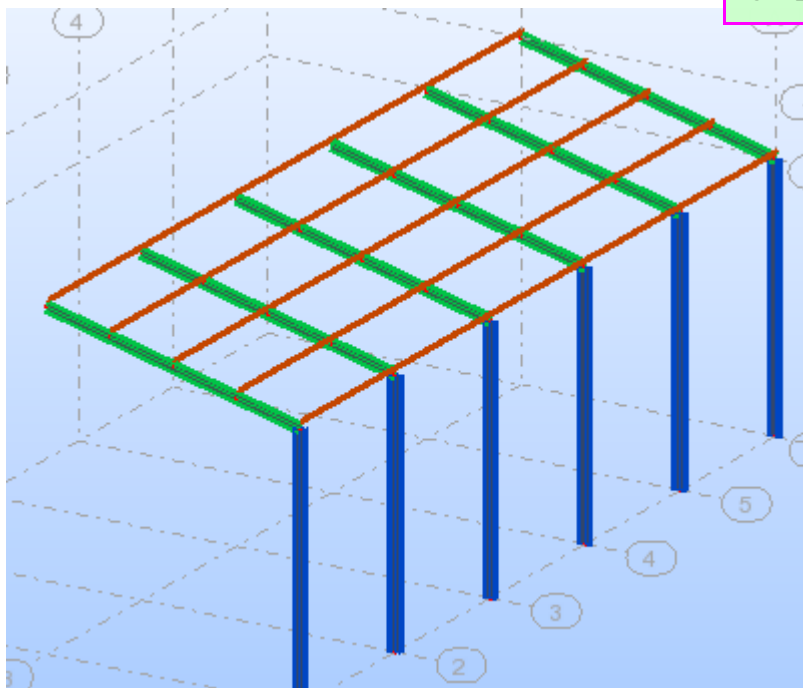


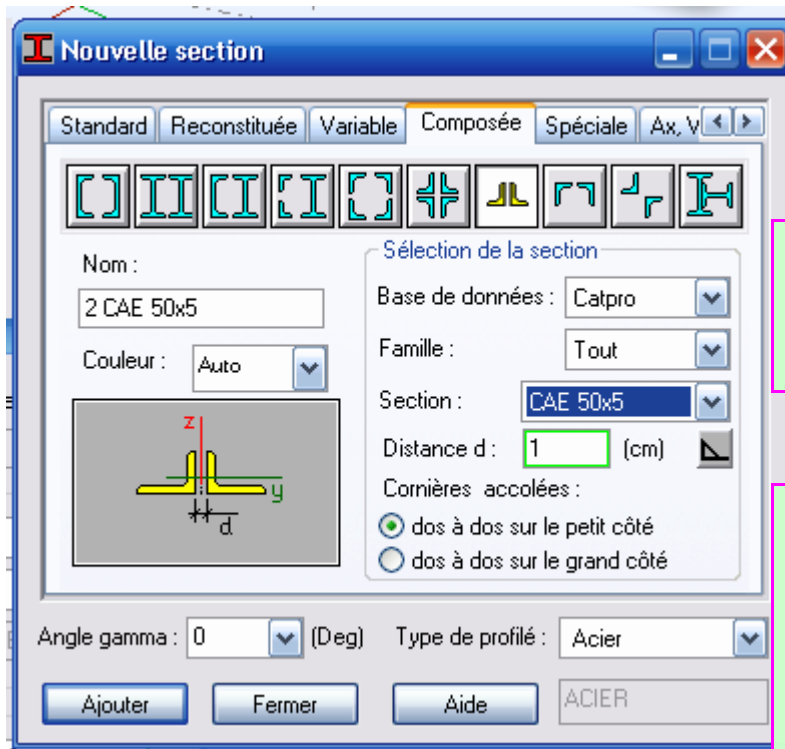
**Ok le résultat est 10/10**

Maintenant la panne est correct on va la copier sur les différent axe comme il a été définie précédemment



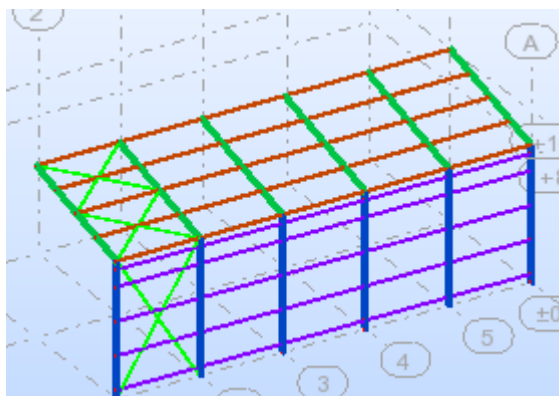
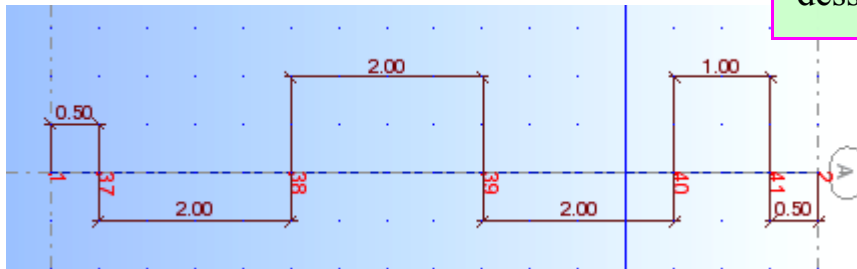
Ici la panne est copie graphiquement

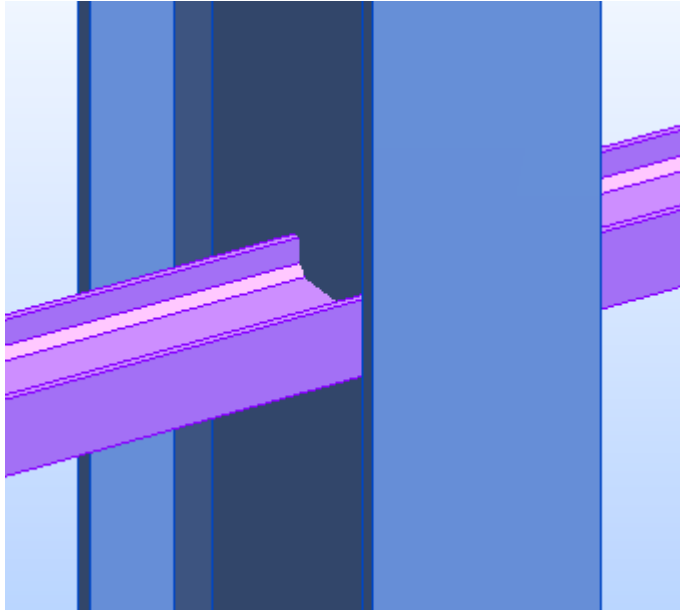




De la même manière on va définir le contreventement 2x L50x50x5

Pour l'emplacement des lisses sur le poteau j'ai pris les nœuds 37, 38, 39, 40 et 41 respectivement par rapport au sol 0.50, 2.50, 4.50, 6.50 et 7.50 comme indiqué ci dessous





La vue en 3d montre le positionnement de la lisse par apport au poteau « l'inertie dans le sens de bardage »

Édition

Miroir par plan

Plan de la symétrie (m) 2

Point 1 : 0,00; 8,00; 10,00

Point 2 : 0,00; 8,00; 0,00

Point 3 : 5,00; 8,00; 0,00

Incrément de numérotation

Noeuds :

Eléments :

Mode d'édition

Copier 4

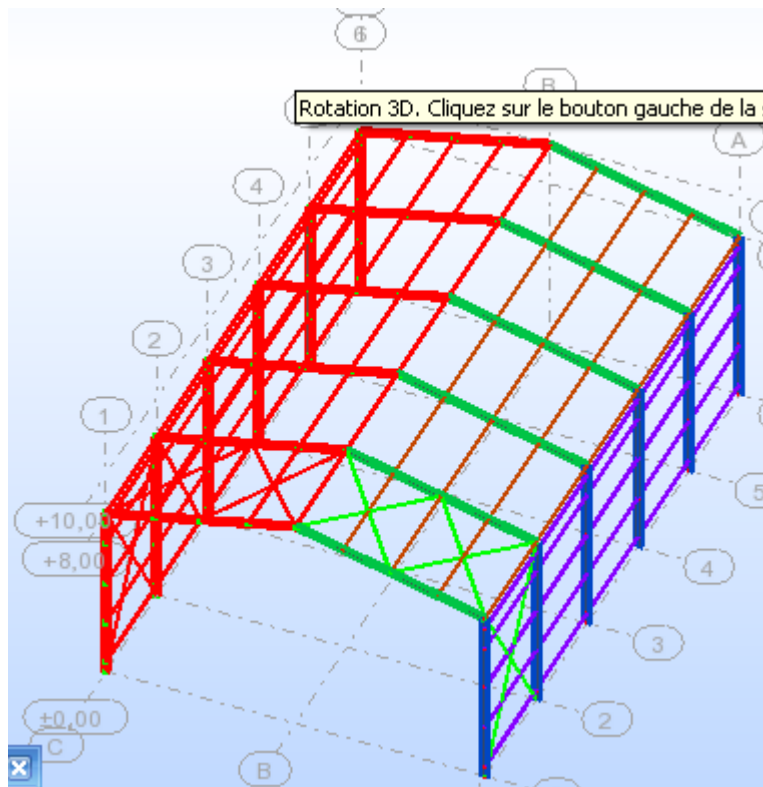
Déplacer

Etirer

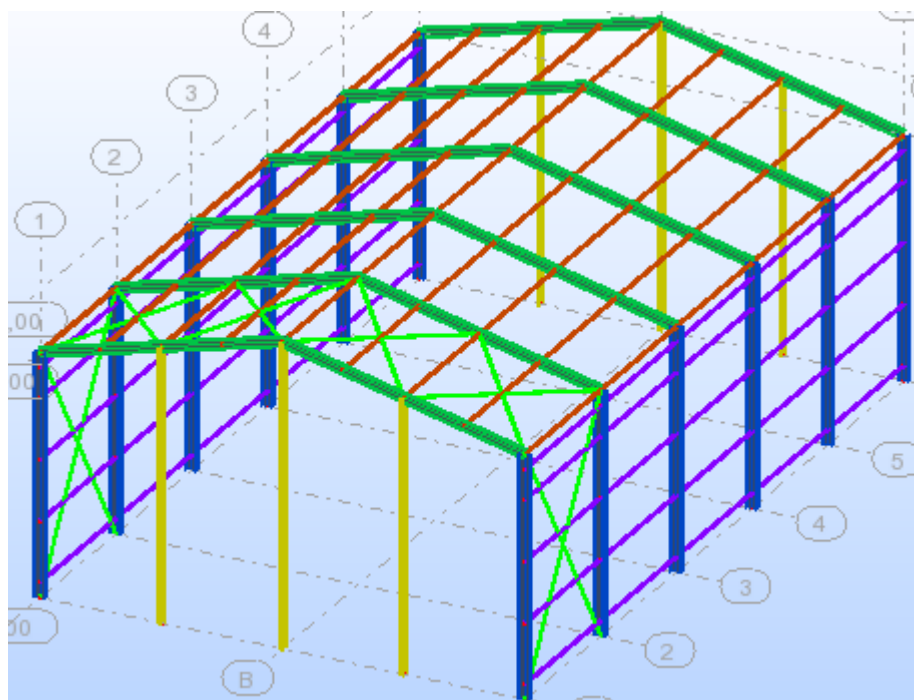
Applique 5 Fermer Aide

Définissez le plan du miroir (3 points)

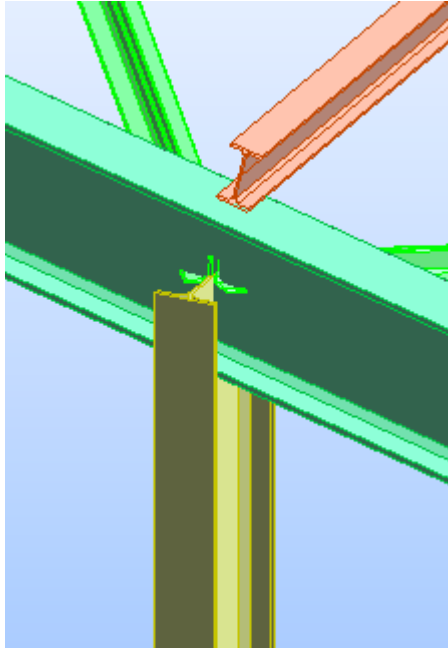
Pour modéliser le second versant on applique l'option miroir par plan, il suffit de sélectionner les éléments à copier et le plan de la symétrie le 3



La seconde moitié est modélisée

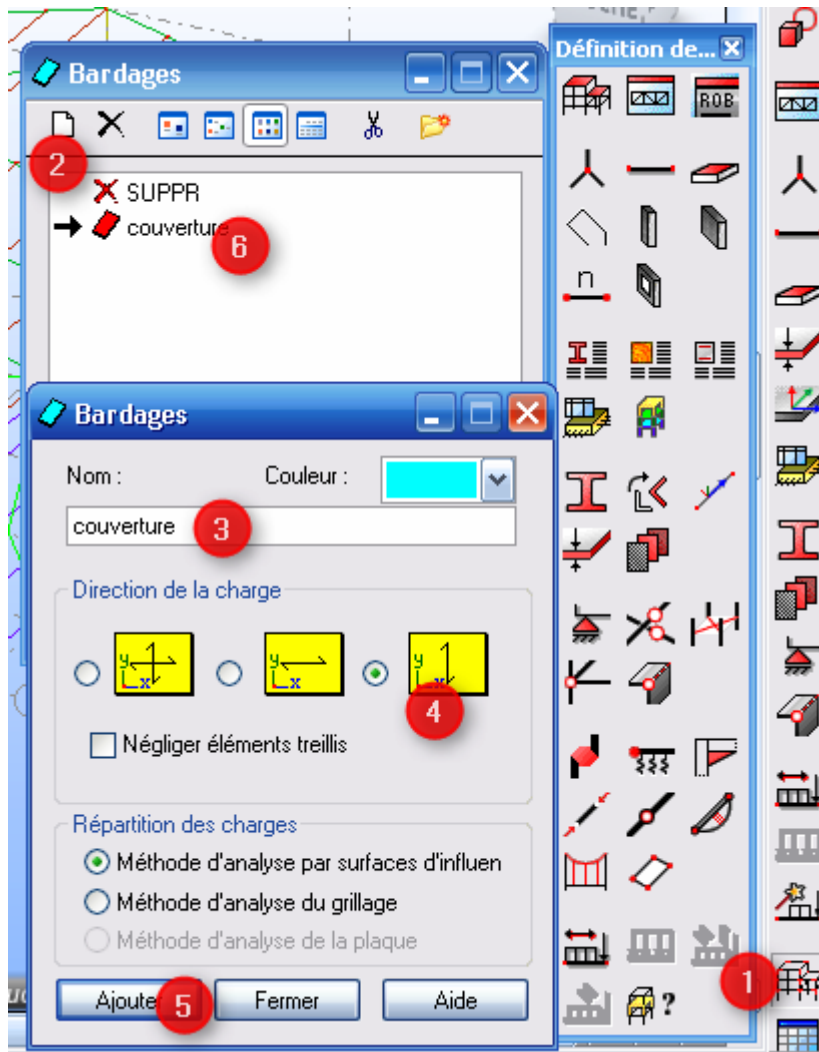


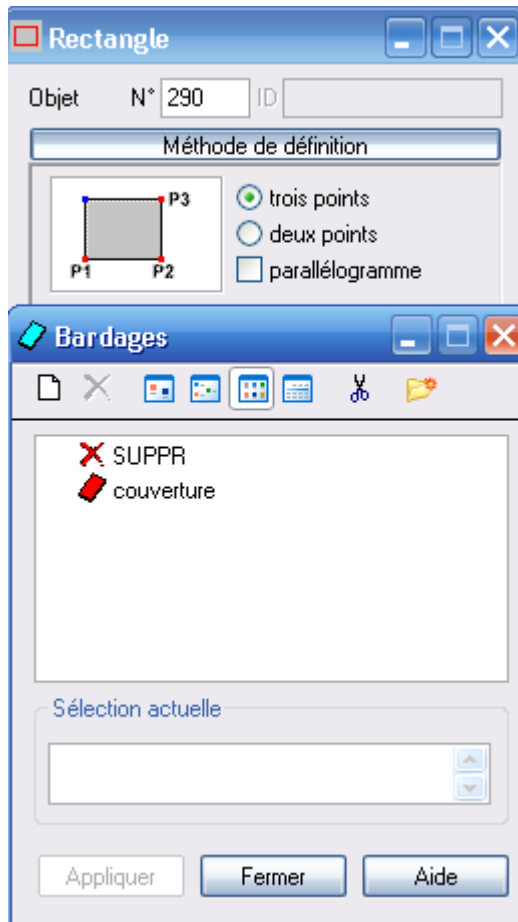
Ajoutons les potelets en IPE 240 comme indiqué



L'intersection traverse, panne, potelet et le contreventement

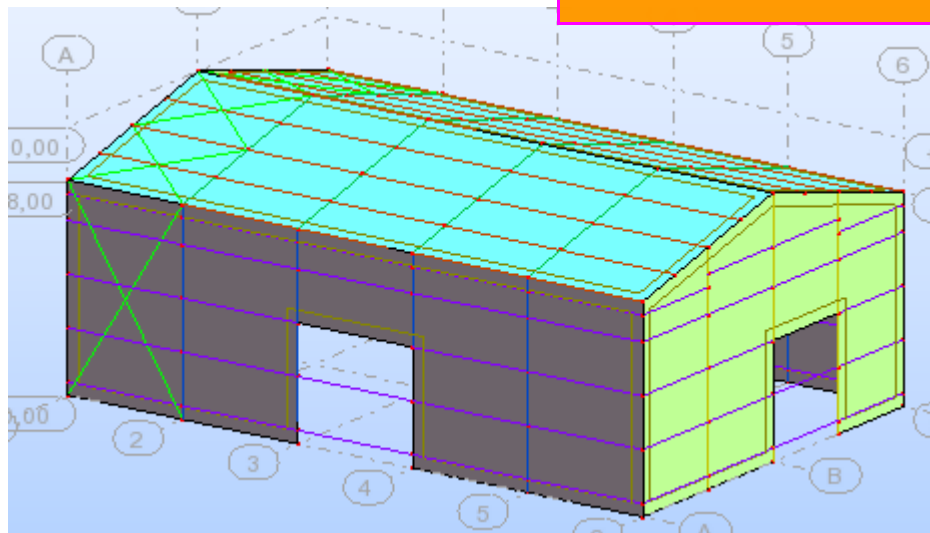
L'étape suivante le bardage  
Suivre les étapes de 1 à 6

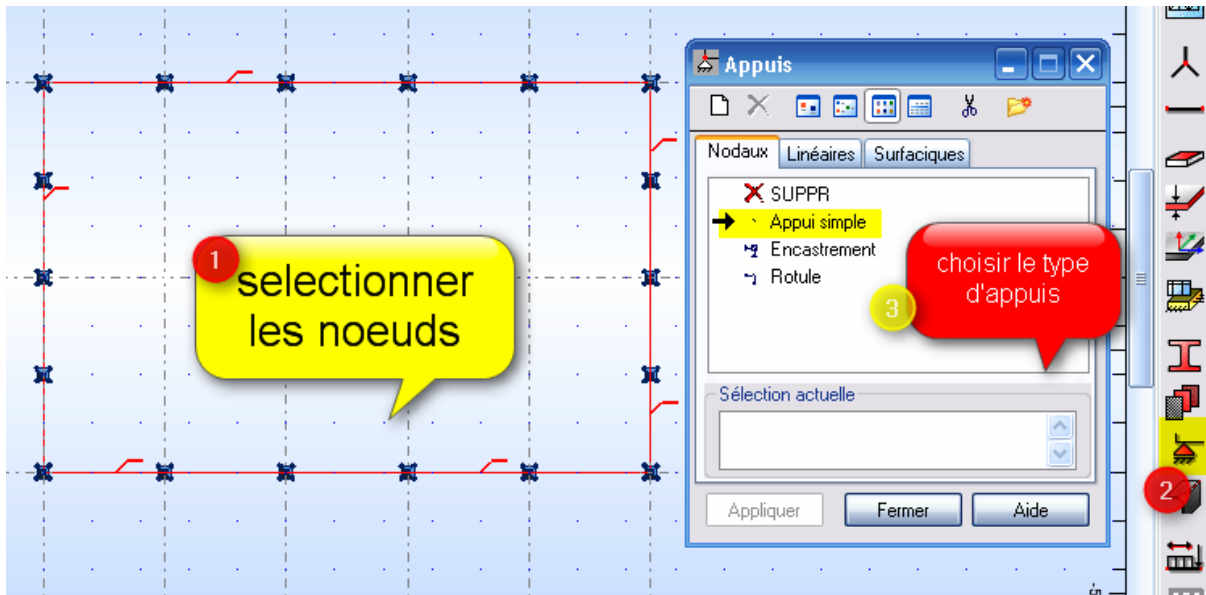




Pour appliquer le bardage il faut que la zone soit limitée par un contour

Et enfin voila notre structure en 3dimensions





## **2- Étude climatique**

## Etude au vent

### 1- Introduction :

Le présent document fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions normales et extrêmes des anciennes règles (NV65) sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial lié aux spécificités climatiques locales. Le règlement découle principalement du règlement européen unifié (Eurocode) qui est cohérent avec les méthodes aux états limites.

### 2- Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m.

- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc....

### 3- Pression statique du au vent :

La pression statique du vent  $P_z$  en  $(daN / m^2)$  qui s'exerce sur une construction à la hauteur  $z$  est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$P_z = q_p(z) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

$q_p(z)$  : pression dynamique de pointe calculée à la hauteur  $z$  considérée en  $(daN / m^2)$  .

$c_{pe}$  : coefficient de pression extérieure.

$c_{pi}$  : coefficient de pression intérieure.

$z$  : hauteur de référence qui est normalement égale à  $z_e$  pour les actions extérieures et  $z_i$  pour les actions intérieures. Généralement ( $z = z_e = z_i$ ).

### 3.1- Pression dynamique de pointe $q_p(z)$ :

La pression dynamique de pointe  $q_z$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $z$  est donnée comme suit :

$$q_p(z) = q_{ref} \times c_e$$

où :

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes définie dans la section 3.2 en fonction de la zone du vent.

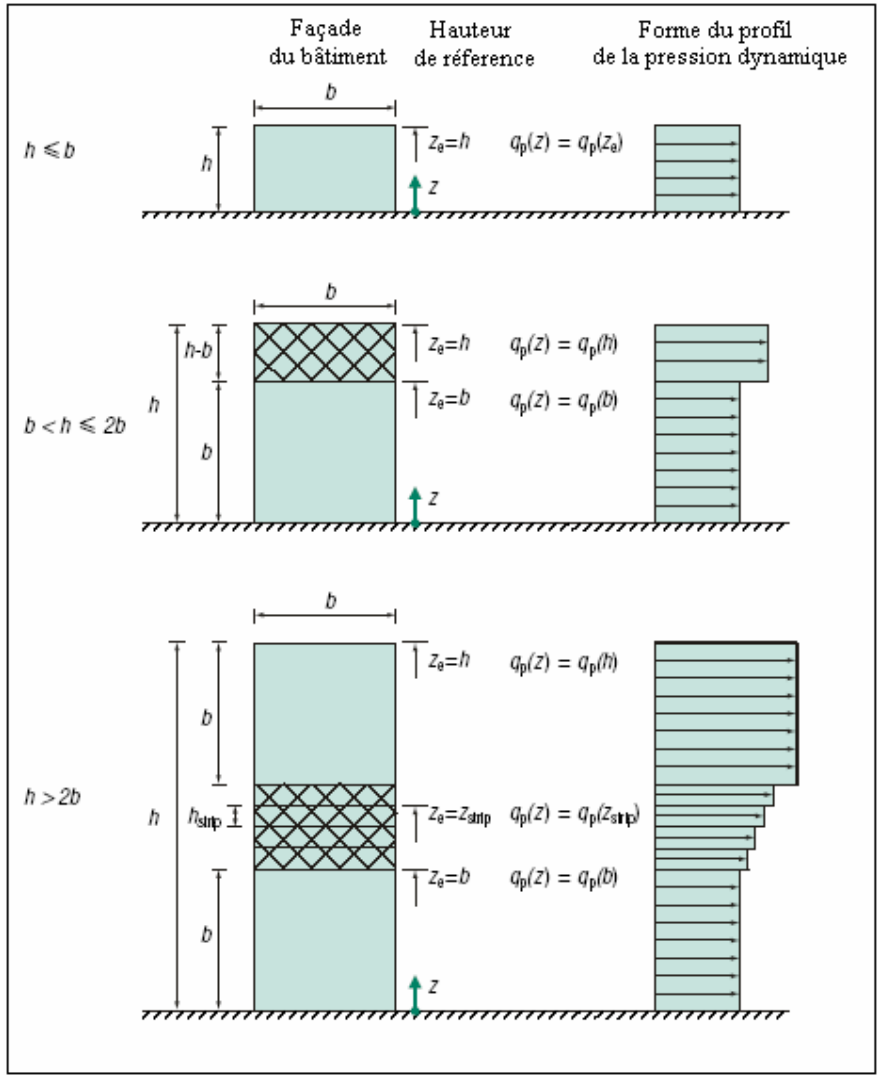
$c_e$  : est le coefficient d'exposition au vent définie dans la section 4.

### 3.2- Valeur de la pression dynamique de référence $q_{ref}$ :

La pression dynamique de référence  $q_{ref}$  est proportionnelle au carré de la vitesse de référence (vitesse moyenne sur 10 mn, mesurée à 10 m de hauteur, sur un terrain de type rase campagne) est donnée pour les constructions permanentes par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

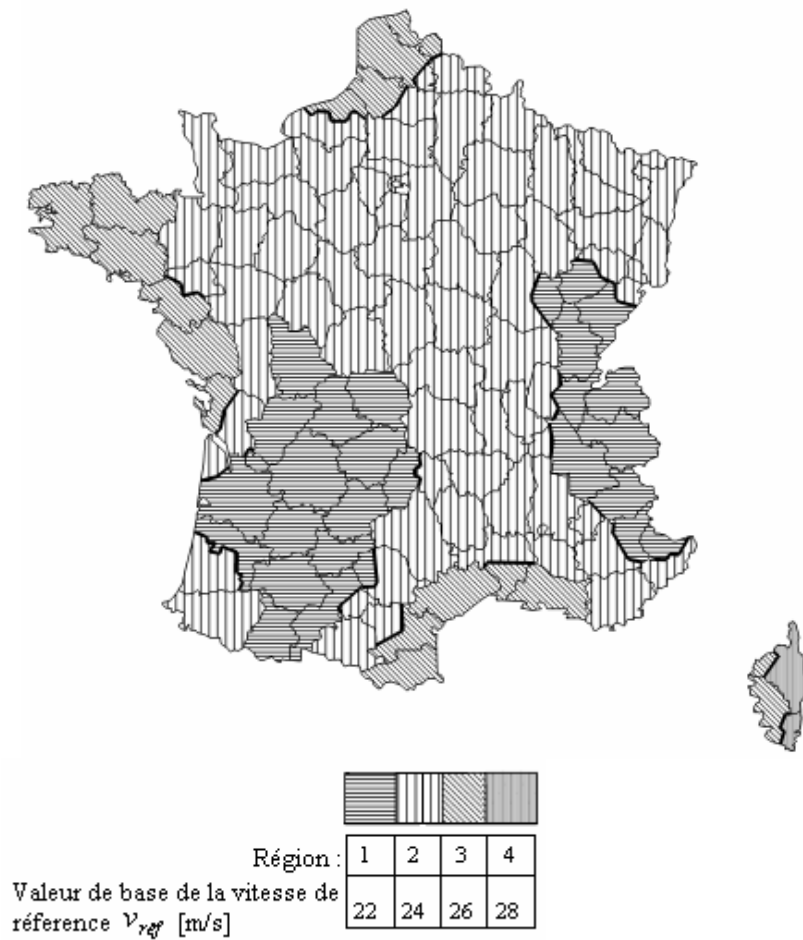
**Tableau 1:** Pression dynamique de référence

Zone	$v_{ref}$ (m / s)	$q_{ref}$ (daN / m <sup>2</sup> )
1	22	30
2	24	35
3	26	41
4	28	48



**Fig. 1 :** Hauteur de référence,  $z_e$ , dépendant de  $h$  et  $b$  et profil correspondant de pression dynamique de pointe  $q_p(z)$ .

Dans le cas où  $h \geq 2b$ , le nombre de bandes intermédiaires  $n$  est calculé comme la valeur entière supérieure de  $\frac{(h-2b)}{b}$ .



**Fig. 2** : Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en France

La carte Eurocode 1 découpe la France en 4 régions, avec des vitesses de vent allant de 22 m/s à 28 m/s par palier de 2 m/s.

**Remarque :**

$q_{réf}$  en  $(daN/m^2)$  est calculée par :  $q_{réf} = 0.5 \times \rho \times v_{réf}^2$ , où  $v_{réf}$  en  $(m/s)$  est la vitesse de référence du vent, et  $\rho = 1.225 kg/m^3$  est la masse volumique de l'air adoptée pour la France.

**4- Coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent  $c_e$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur  $z$  au dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$c_e = c_o^2 \times c_r^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times k_r}{c_r \times c_o} \right]$$

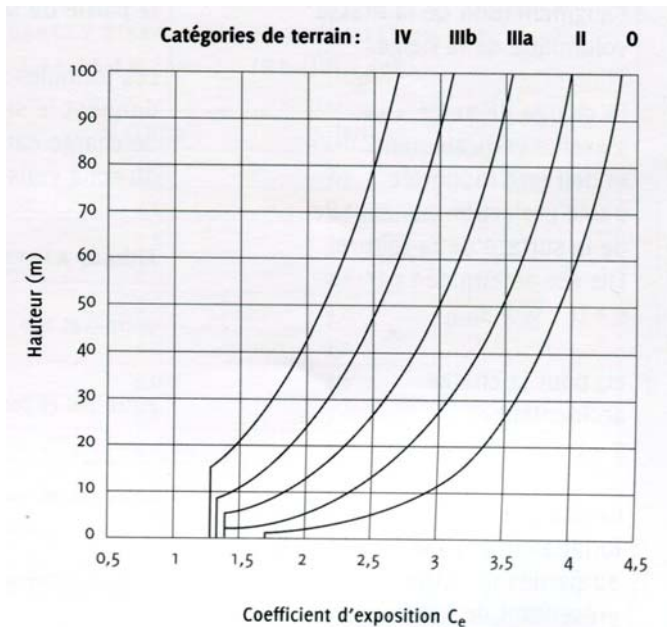
avec :

$c_r$  : coefficient de rugosité.

$c_o$  : coefficient d'orographie.

$k_r$  : facteur du terrain (Tableau 2).

Dans le cas particulier où  $c_o(z) = 1.0$  et  $kl = 1$ , on peut directement déterminer la valeur du coefficient d'exposition  $c_e(z)$  en fonction de la catégorie du terrain à l'aide de l'Abaque donné sur la Figure 3.



**Fig. 3 :** Abaque donnant la valeur de  $c_e(z)$  en fonction de la catégorie du terrain (désignée par A) d'après la Figure 4.2 (NA) de l'EN 1991-1.4.

## 5- Facteurs de site :

### 5.1- Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2 ci-dessous ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

$z_0$  : (en m), longueur de rugosité (tableau 2).

$z_{\min}$  : (en m), hauteur minimale (tableau 2).

$k_r$  : facteur du terrain (tableau 2) dépendant de la longueur de rugosité  $z_0$  et peut être calculée par la formule suivante :

$$k_r = 0.19 \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07}$$

avec :

$z_{0,II} = 0.05m$  ; longueur de rugosité pour le terrain de catégorie II.

**Tableau 2** : Catégories de terrain

Catégorie de terrain		$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	$k_r$
<b>0</b>	Mer, lac ou plan d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0.005	1	0.16
<b>II</b>	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, . . .), aéroports	0.05	2	0.19
<b>IIIa</b>	Campagne avec des haies, vergers, petits bois, bocage, habitat dispersé	0.20	5	0.21
<b>IIIb</b>	Zone industrialisée, urbaine ou Forestière.	0.50	9	0.22
<b>IV</b>	Zones urbaines dans lesquelles les bâtiments occupent au moins 15% de la surface et ont une hauteur moyenne supérieure à 15m.	1.00	15	0.23

Les rugosités III et IV concernent approximativement 70% des bâtiments.

### 5.2- Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité  $C_r$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante :

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200m \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) && \text{pour } z < z_{\min} \end{aligned}$$

avec :

$k_r$  : facteur du terrain.

$z_0$  : longueur de rugosité (en m).

$z_{\min}$  : hauteur minimale (en m).

$z$  : hauteur considérée (en m).

### 5.3- Coefficient d'orographie (équivalent du terme topographie)

Le coefficient d'orographie  $c_0$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

On peut retenir  $c_0 = 1.0$  en terrain plat ou sensiblement plat et  $c_0 = 1.15$  en terrain vallonné. Dans un souci de simplification de manière générale, la valeur recommandée est 1 (cf paragraphe 4.3.1 NF EN 1991-1-4).

## 6- Coefficients de pression :

### 6.1- Coefficient de pression extérieure :

#### Constructions à base rectangulaire :

Les coefficients de pressions extérieures  $c_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

Pour des surfaces chargées de  $10 \text{ m}^2$  ou supérieur et de  $1 \text{ m}^2$  ou inférieur les coefficients de pression respectifs  $c_{pe.10}$  et  $c_{pe.1}$  sont donnés par les tableaux ci-dessous :

#### a- Parois verticales :

**Tableau 3 :** Coefficients de pressions extérieures

Zone	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
$\leq 0.25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

Une interpolation linéaire peut être réalisée pour les valeurs intermédiaires de  $h/d$ .

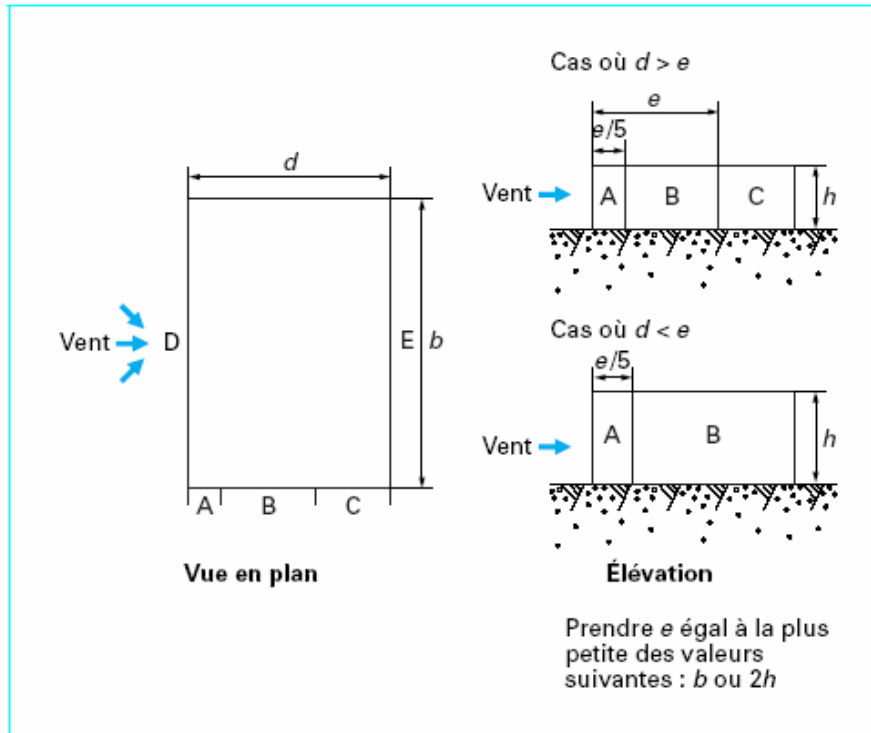


Fig.4 : Légende pour les parois verticales

## b- Versants de toitures

### b.1- Toitures à un versant :

La direction du vent est définie par un angle  $\theta$ .

$\theta = 0^\circ$  pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices.

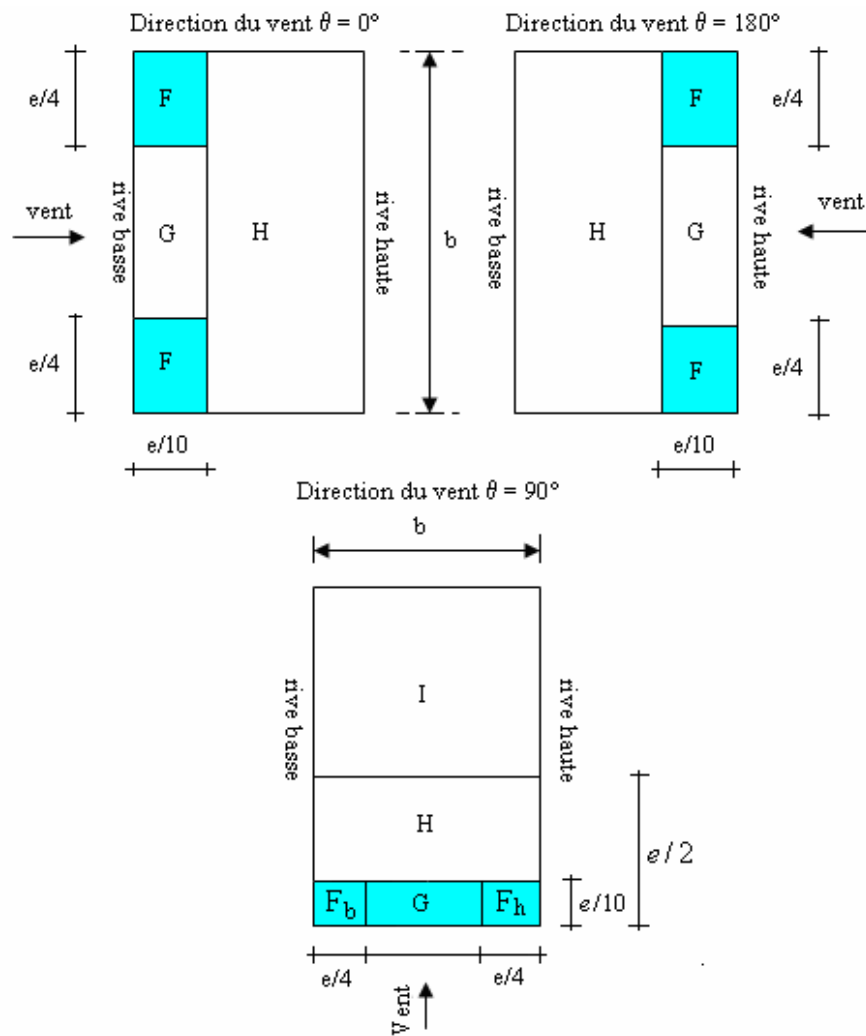
$\theta = 90^\circ$  pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices.

Il convient de diviser la toiture comme indiquée sur la figure ci-dessous. Les coefficients de pression extérieure pour la toiture sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 4 :** Coefficients de pressions extérieures (toiture à un versant)

Pente $\alpha$	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$						Zone pour vent de direction $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-2.3	-2.5	-1.3	-2.0	-0.8	-1.2
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2
	+0.2		+0.2		+0.2							
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-1.1	-2.3	-0.8	-1.5	-0.8	
	+0.7		+0.7		+0.4							
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.6	-1.3	-0.5		-0.7	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	
75°	+0.8		+0.8		-0.8		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	

Pente $\alpha$	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$									
	$F_{\text{haut}}$		$F_{\text{bas}}$		G		H		I	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
5°	-2.1	-2.6	-2.1	-2.4	-1.8	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
15°	-2.4	-2.9	-1.6	-2.4	-1.9	-2.5	-0.8	-1.2	-0.7	-1.2
30°	-2.1	-2.9	-1.3	-2.0	-1.5	-2.0	-1.0	-1.3	-0.8	-1.2
45°	-1.5	-2.4	-1.3	-2.0	-1.4	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
60°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.7	-1.2
75°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.5	



## b.2- Toitures à deux versants :

Les coefficients de pression extérieure pour la toiture à deux versants sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 5 :** Coefficients de pressions extérieures (toitures à deux versants)

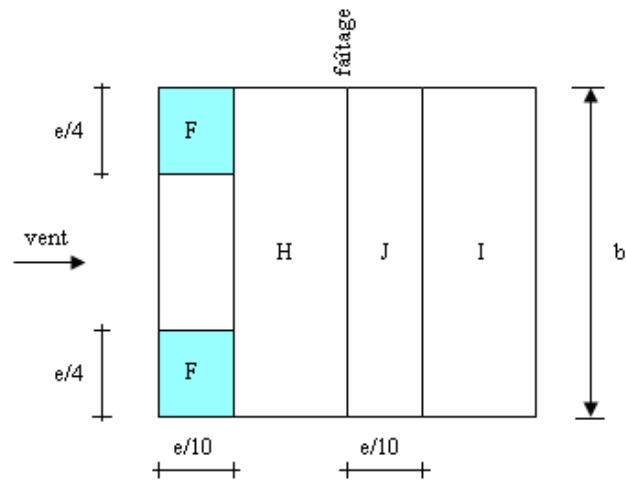
Pente $\alpha$	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4	-1.0	-1.5	
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Pent $\alpha$	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

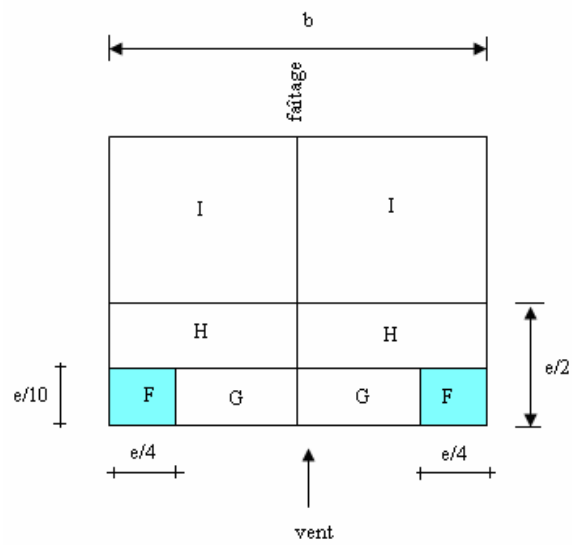
$$e = \min. ( b ; 2h )$$

b: dimension du côté  $\perp$  au vent.

**Direction du vent  $\theta = 0$ .**



**Direction du vent  $\theta = 90$ .**



**Remarque :**

Les valeurs intermédiaires s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs du même signe :

**Remarque :**

Le coefficient de pression extérieur dépend de la dimension de la surface chargée, on définit  $c_{pe.1}$  et  $c_{pe.10}$  les coefficients de pressions externes pour une surface de  $1 \text{ m}^2$  ou inférieur et  $10 \text{ m}^2$  ou supérieur respectivement. Pour les surfaces intermédiaires entre 1 et  $10 \text{ m}^2$ , on peut utiliser une interpolation logarithmique:

$$\begin{array}{ll}
 c_{pe} = c_{pe.1} & ; \text{ pour } A \leq 1 \text{ m}^2 \\
 c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \log A & ; \text{ pour } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \\
 c_{pe} = c_{pe.10} & ; \text{ pour } A \geq 10 \text{ m}^2
 \end{array}$$

**6.2- Coefficient de pression intérieure : (RNV 99 §2 p.78)****Principes de définitions :**

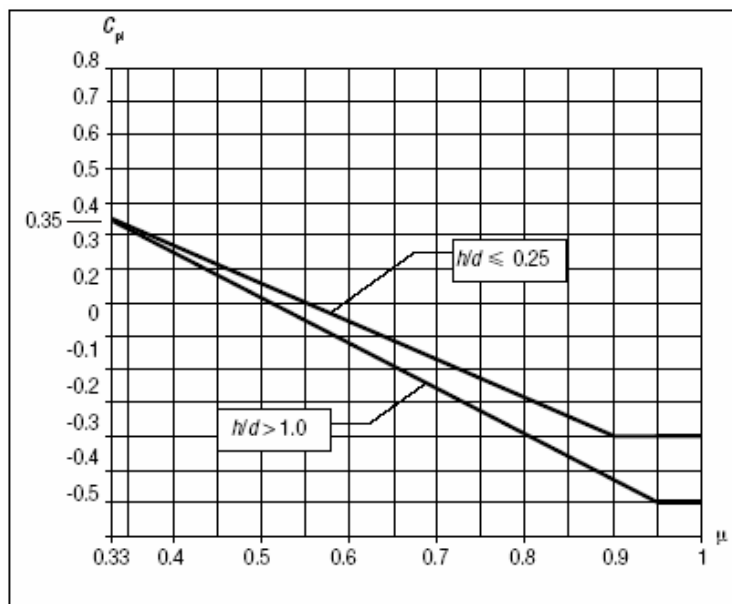
On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures où } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

### Valeurs du coefficient de pression intérieure $c_{pi}$ :

Le coefficient de pression intérieure  $c_{pi}$  des bâtiments sans faces dominantes est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  par la figure 5 ci-dessous :



**Fig. 5** : Coefficients de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

- Dans le cas des bâtiments classiques pour lesquels  $\mu_p$  ne peut être déterminé (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées :  $c_{pi} = +0,2$  et  $c_{pi} = -0,3$  (note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4)
- Dans le cas des bâtiments ayant une face dominante, les valeurs de  $c_{pi}$  sont données dans le tableau 7 ci-dessous.

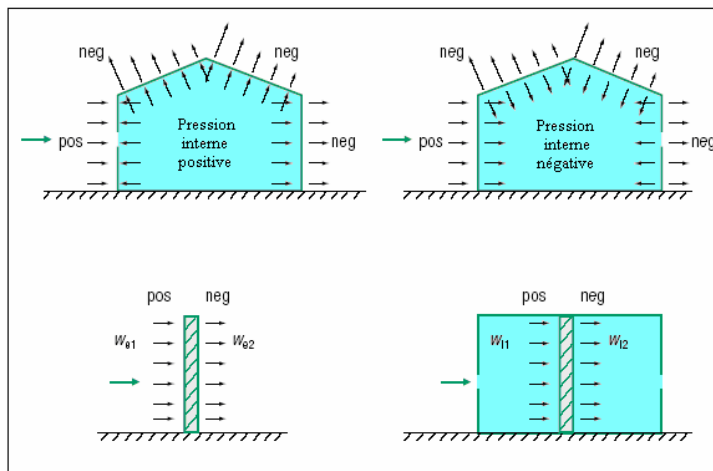
**Tableau 7 :** Coefficient de pression intérieure  $c_{pi}$  pour un bâtiment ayant une face dominante.

Aire des ouvertures de la face dominante = $A_1$	$c_{pi}$
$A_1 = 2A_2$	$0.75c_{pe}$
$A_1 \geq 3A_2$	$0.90c_{pe}$

$A_2$  : Aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment.  
 $c_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure de la face dominante.

**Convention de signe :**

La pression dirigée vers la paroi est positive et la dépression (suction) s'éloignant de la paroi est négative, tel qu'il est indiqué sur la figure 6 ci-dessous.



**Fig. 6 :** Pressions sur les parois

### 7- Calcul de la force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée :

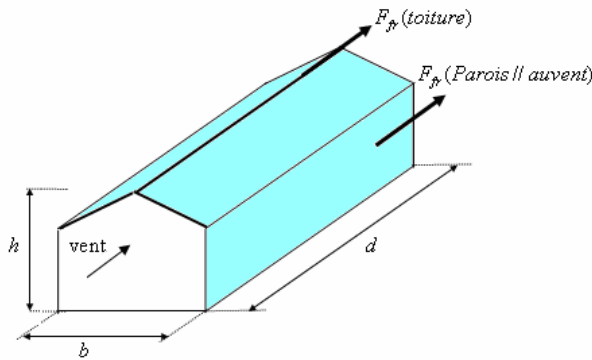
$$\frac{d}{b} \geq 2, \text{ ou } \frac{d}{h} \geq 4$$

avec :

$d$  : dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

$b$  : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

$h$  : hauteur (en m) de la construction.



La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z) \times c_{fr} \times A_{fr})$$

où :

$q_p(z)$  : (en daN/m<sup>2</sup>) est la pression dynamique de pointe à la hauteur  $z$  considérée.

$A_{fr}$  : (en m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface balayé par le vent..

$c_{fr}$  : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

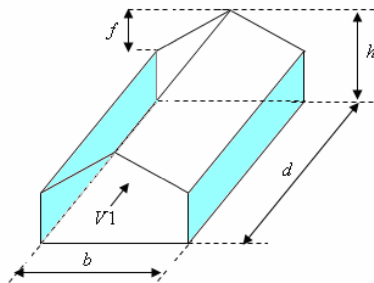
**Tableau 8 :** Valeur des coefficients de frottement.

Etat de surface	Coefficient de frottement $c_{fr}$
<b>Lisse</b> (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0.01
<b>Rugueux</b> (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0.02
<b>Très rugueux</b> (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

**7.1- Surface de frottements d'une construction classique  $A_{fr}$  :**

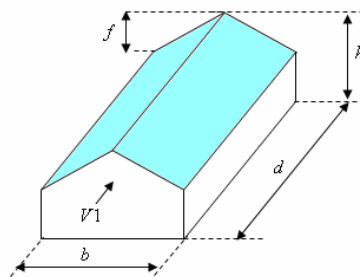
**Toitures à deux versants :**

**Direction du vent  $V_1$  :**



**Parois verticales**

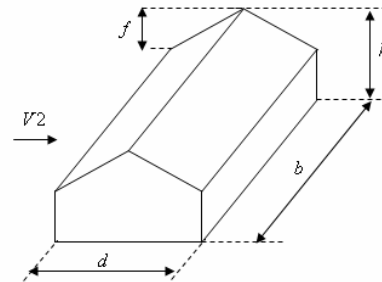
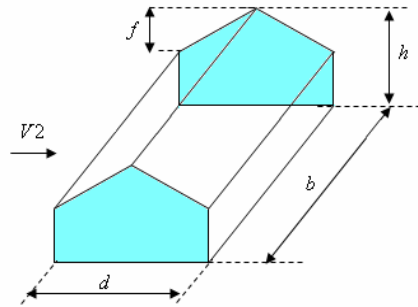
$$A_{fr} = 2[(h - f) \times d]$$



**Versants de toitures**

$$A_{fr} = \frac{b}{\cos \alpha} \times d$$

**Direction du vent V2 :**



**Parois verticales**  

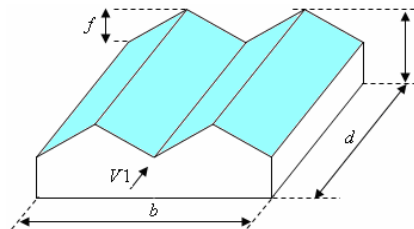
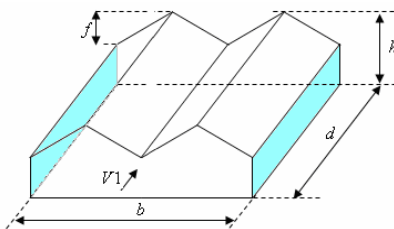
$$A_{pv} = 2[(h - f) \times d + \frac{d \times f}{2}]$$

**Versants de toitures**  

$$A_{pv} = 0$$

**Toitures à versants multiples**

**Direction du vent V1 :**



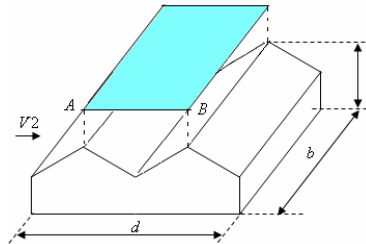
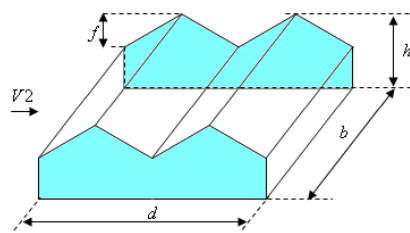
**Parois verticales**  

$$A_{pv} = 2[(h - f) \times d]$$

**Versants de toitures**  

$$A_{pv} = \frac{b}{\cos \alpha} \times d$$

**Direction du vent V2 :**



**Parois verticales**

$$A_{pv} = 2[(h - f) \times d + \frac{d \times f}{2}]$$

**Versants de toitures**

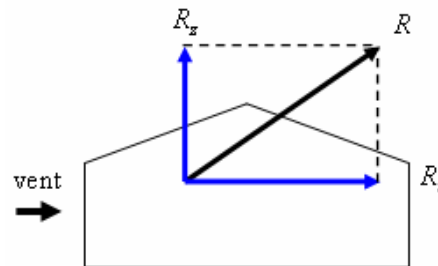
$$A_{pv} = AB \times b$$

$$AB = \frac{d / 2}{\cos \alpha}$$

**8- Action d'ensemble :**

La force résultante se décompose en deux forces (voir figure) :

- Une force globale horizontale  $R_x$  (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement  $R_z$  (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.



La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = c_s c_d \sum (p_{zi} \times A_i) + \sum F_{fr}$$

avec :

$p_{zi}$  (en  $daN/m^2$ ) : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $i$ .

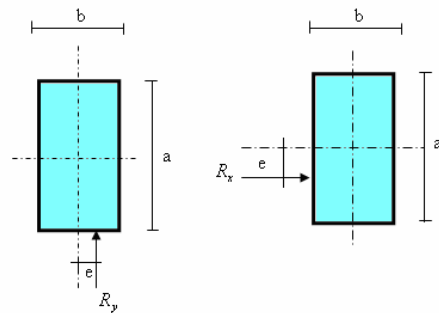
$A_i$  (en  $m^2$ ) : l'aire de l'élément de surface  $i$ .

$F_{fr}$  (en  $daN$ ) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

$c_s c_d$  : coefficient structural (*paragraphe 6 NF EN 1991-1-4*), traduit l'effet dynamique du vent et peut être pris égale à 1 pour les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 15m.

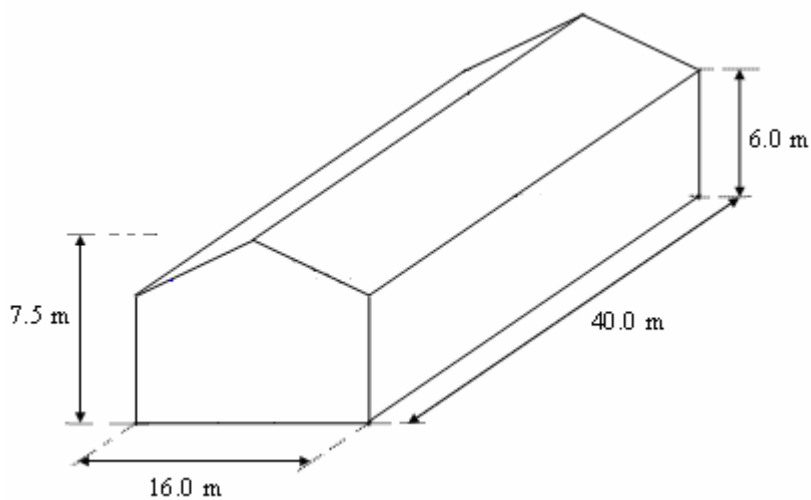
L'excentricité de la force globale horizontale  $R_x$  doit être prise égale à :

- vent sur Pignon :  
 $e = \pm b/10$  où :  $b$  (en m) : dimension à la base du maître couple.
- vent sur Long pan :  
 $e = \pm a/10$  où :  $a$  (en m) : dimension à la base du maître couple.



### étude numérique:

Faire une étude au vent d'un hangar industriel (voir figure ci-dessous) à double versant plan dont la pente est de  $10.62^\circ$  situé dans une région de zone du vent 1 sur un terrain plat de catégorie IV.



### Données :

Longueur : 40 m

Largeur : 16 m

Hauteur totale :  $h = 7.5$  m

Implantation du hangar : Zone 1

Nature du site : plat

Terrain de catégorie IV.

Ouvertures : non spécifiées

### Solution :

1- Pression statique du vent  $P_z$  :

$$P_z = q_p(z) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

$q_p(z) = q_{ref} \times c_e$  : pression dynamique de pointe

$q_{ref} = 30.0 daN / m^2$  (Zone 1) : pression dynamique de référence (tableau 1).

$$c_e = c_t^2 \times c_r^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times k_r}{c_r \times c_t} \right] : \text{coefficient d'exposition}$$

Pour le terrain de catégorie IV on tire les valeurs suivantes du tableau 2 .

$$k_r = 0.23$$

$z_0 = 1.0m$  : longueur de rugosité.

$z_{min} = 15m$  : hauteur minimale.

D'après la figure 1 :  $z_e = h < b \rightarrow q_p(z) = q_p(h)$

La pression dynamique de pointe est uniforme sur toute la hauteur.  
 $h$  : hauteur de la construction.

$$z = 7.5m < z_{min}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) = 0.23 \ln\left(\frac{15}{1.0}\right) = 0.622$$

$$c_e(z) = c_o^2 \times c_r^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times k_r}{c_r \times c_o} \right] = 1^2 \times 0.622^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0.23}{0.622 \times 1} \right] = 1.388$$

avec :

$c_o = 1.0$  (coefficient d'orographie), terrain plat.

Valeur de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z) = q_{ref} \times c_e = 30.0 \times 1.388 = 41.64 daN / m^2$$

## 2- Calcul des coefficients de pressions extérieures :

### 2.1- Vent perpendiculaire à la grande face ( $\theta = 0^\circ$ ):

#### a- Parois verticales :

Pour cette direction du vent (voir figure ci-dessous) :

$$b = 40m, d = 16m, h = 7.5m$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(40; 2 \times 7.5) = 15m$$

$$\text{Zone A : } e/5 = 15/5 = 3m$$

$$\text{Zone B : } e - e/5 = 15 - 3 = 12m$$

$$\text{Zone C : } d - e = 16 - 15 = 1m$$

Remarque : si  $d \leq e \Leftrightarrow \text{Zone}_C = 0$

Les valeurs du coefficient de pression extérieure  $c_{pe}$  sont données dans le tableau 2 en fonction du rapport  $h/d$ .

avec :

$h$  : hauteur de la construction

$d$  : dimension de la paroi parallèle au vent.

$$0.25 < \frac{h}{d} = \frac{7.5}{16} = 0.47 < 1.0$$

On calcul la valeur de  $c_{pe}$  pour  $\frac{h}{d} = 0.47$  par interpolation linéaire

entre les valeur de  $c_{pe}$  pour  $\frac{h}{d} = 0.25$  et  $\frac{h}{d} = 1.0$

Zone D :

$$\frac{h}{d} = 0.25 \rightarrow c_{pe} = +0.7 \quad \text{et} \quad \frac{h}{d} = 1 \rightarrow c_{pe} = +0.8$$

$$\frac{h}{d} = 0.47 \rightarrow c_{pe} = +0.7 + \frac{+0.8 - (+0.7)}{1 - 0.25} \cdot (0.47 - 0.25) = +0.73$$

Zone E :

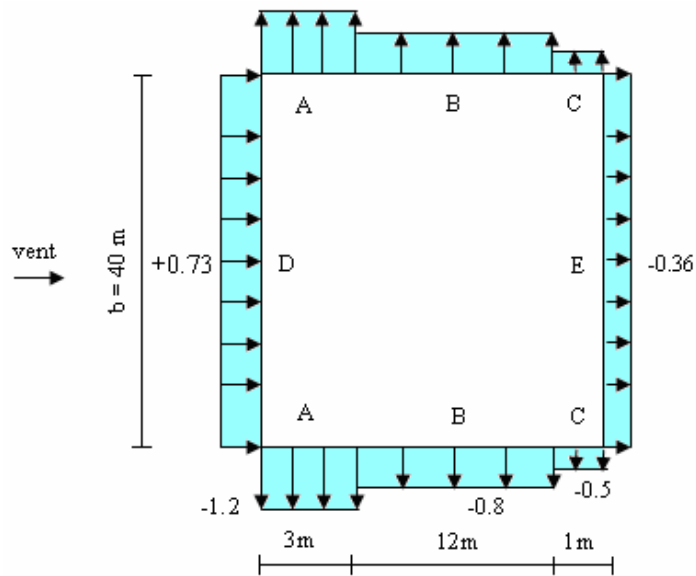
$$\frac{h}{d} = 0.25 \rightarrow c_{pe} = -0.3 \quad \text{et} \quad \frac{h}{d} = 1 \rightarrow c_{pe} = -0.5$$

$$\frac{h}{d} = 0.47 \rightarrow c_{pe} = -0.3 + \frac{-0.5 - (-0.3)}{1 - 0.25} \cdot (0.47 - 0.25) = -0.36$$

Zone A :  $c_{pe} = -1.2$

Zone B :  $c_{pe} = -0.8$

Zone C :  $c_{pe} = -0.5$



**b- Versants de toitures :**

$$\text{tg} \alpha = 1.5/8 \Rightarrow \alpha \approx 10.62^\circ$$

$$e/10 = 1.5\text{m}$$

$$e/4 = 3.75\text{m}$$

**Action vers le haut : ↑**

Zone F : la surface de la zone F est de :  $A = 5.25m^2$

Elle est comprise entre  $1.0m^2$  et  $10.0m^2$ , on calcul d'abord les valeurs de  $c_{pe}$  pour  $A = 5.25m^2$  par interpolation logarithmique entre les valeurs de  $c_{pe}$  pour  $A = 1.0m^2$  et  $A = 10.0m^2$  (tableau 2)

Interpolation logarithmique :  $c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \log A$

Pour  $\alpha = 5^\circ$

$$c_{pe} = -2.5 + (-1.5 - (-2.5)) \log 5.25 = -1.78$$

Pour  $\alpha = 15^\circ$  :

$$c_{pe} = -2.0 + (-0.9 - (-2.0)) \log 5.25 = -1.21$$

- La valeur de  $c_{pe}$  pour  $\alpha = 10.62^\circ$  s'obtient par interpolation linéaire entre le valeur de  $c_{pe} = -1.78$  pour  $\alpha = 5^\circ$  et la valeur de  $c_{pe} = -1.21$  pour  $\alpha = 15^\circ$ .

Interpolation linéaire :  $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$

Pour  $\alpha = 10.62^\circ$  :

$$c_{pe} = -1.78 + \frac{-1.21 - (-1.78)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = -1.46 \uparrow$$

Les surfaces des autres zones : G,H,I et J dépassent  $10 m^2$

On utilise les valeurs de  $c_{pe10}$  dans les interpolations.

$$\text{Zone G : } c_{pe} = -1.2 + \frac{-0.8 - (-1.2)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = -0.97 \uparrow$$

$$\text{Zone H : } c_{pe} = -0.43 \uparrow$$

$$\text{Zone I : } c_{pe} = -0.49 \uparrow$$

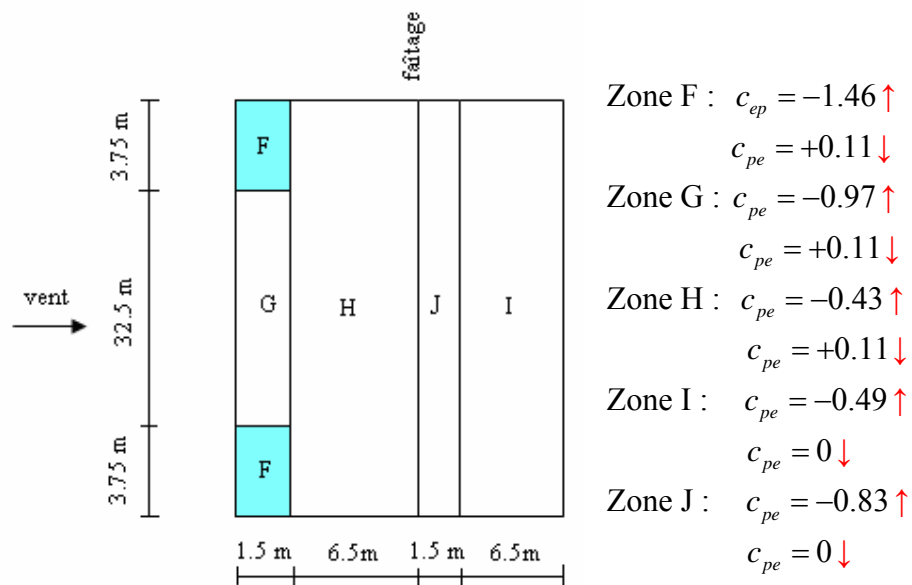
$$\text{Zone J : } c_{pe} = -0.83 \uparrow$$

**Action vers le bas :** ↓

Zones : F, G et H :  $c_{pe} = 0 + \frac{0.2 - (0)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = +0.112$  ↓

Zones : I et J :  $c_{pe} = 0$  ↓

**Direction du vent  $\theta = 0^\circ$ .**



**2.2- Vent perpendiculaire à la petite face ( $\theta = 90^\circ$ ) :**

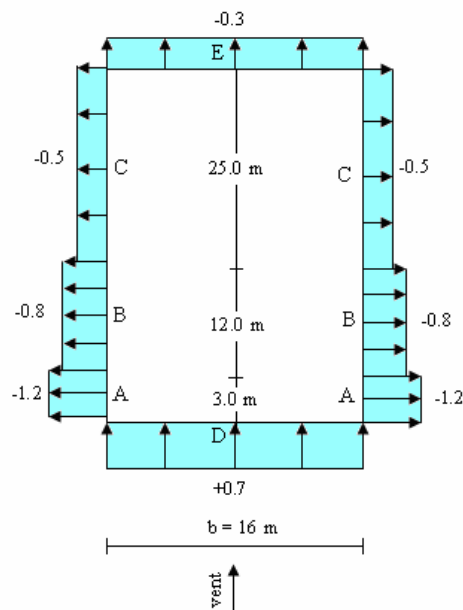
Pour cette direction du vent (voir figure ci-dessous) :

$b = 16m, d = 40m, h = 7.5m$   
 $e = \min(b; 2h) = \min(16; 2 \times 7.5) = 15m$   
 $e/4 = 3.75m$  et  $e/10 = 1.5m$

**a- Parois verticales :**

$\frac{h}{d} = \frac{7.5}{40} = 0.19 < 0.25$

On tire directement les valeurs de  $c_{pe}$  du tableau 2.



**b- Versant de toiture :**

On procède de la même manière que précédemment :

Zone F : la surface de la zone F est de :  $A = 5.25m^2$

Interpolation logarithmique :  $c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \log A$

Pour  $\alpha = 5^\circ$

$$c_{pe} = -2.2 + (-1.6 - (-2.2)) \log 5.25 = -1.76$$

Pour  $\alpha = 15^\circ$  :

$$c_{pe} = -2.0 + (-1.3 - (-2.0)) \log 5.25 = -1.5$$

Interpolation linéaire :  $f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$

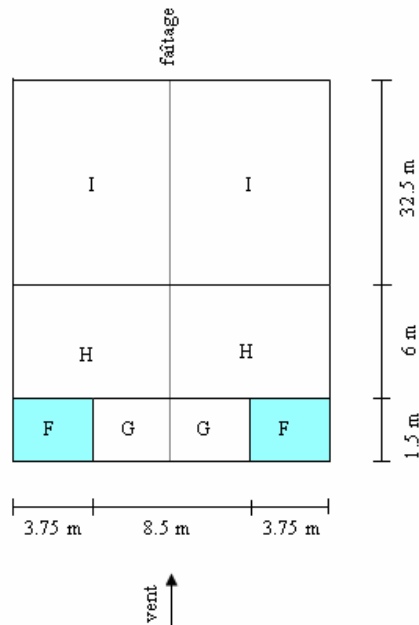
Pour  $\alpha = 10.62^\circ$  :  $c_{pe} = -1.76 + \frac{-1.5 - (-1.76)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = -1.62$

Zone G :  $c_{pe} = -1.3$

Zone H :  $c_{pe} = -0.7 + \frac{-0.6 - (-0.7)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = -0.64$

Zone I :  $c_{pe} = -0.6 + \frac{-0.5 - (-0.6)}{15 - 5} \cdot (10.62 - 5) = -0.54$

**Direction du vent  $\theta = 90^\circ$ .**



Zone F :  $c_{ep} = -1.62$

Zone G :  $c_{pe} = -1.3$

Zone H :  $c_{pe} = -0.64$

Zone I :  $c_{pe} = -0.54$

### 3- Coefficients de pressions intérieures $c_{pi}$ :

Les valeurs recommandées lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment (note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4). Sont les suivantes :

Pression intérieure :  $c_{pi} = +0.2$

Dépression intérieure :  $c_{pi} = -0.3$

### 4- Pression statique du vent :

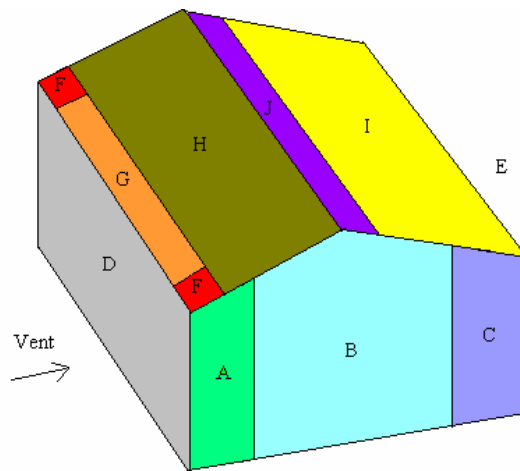
$$P_z = q_p(z) \times (c_{pe} - c_{pi}) \quad \text{et} \quad q_p(z) = 41.64 \text{ daN} / \text{m}^2$$

**Tableau 9a:** Pression statique du vent (Direction  $\theta = 0^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2

(Direction du vent $\theta = 0^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$P_z$ (kg/m <sup>2</sup> )	Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$P_z$ (kg/m <sup>2</sup> )
D	+0.8	+0.2	+25.0	F	-1.46	+0.2	-69.12
					+0.11		-3.75
A	-1.2	+0.2	-58.3	G	-0.97	+0.2	-48.72
					+0.11		-3.75
B	-0.8	+0.2	-41.64	H	-0.43	+0.2	-26.23
					+0.11		-3.75
C	-0.5	+0.2	-29.15	I	-0.49	+0.2	-28.73
					+0.0		-8.33
E	-0.36	+0.2	-23.32	J	-0.83	+0.2	-42.89
					+0.0		-8.33

**Tableau 9b :** Pression statique du vent (Direction  $\theta = 0^\circ$ ) avec dépression intérieure de -0.3

(Direction du vent $\theta=0$ ) avec dépression intérieure de -0.3							
Parois verticales			Versants de toitures				
Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$p_z$ (kg/m <sup>2</sup> )	Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$p_z$ (kg/m <sup>2</sup> )
D	+0.8	-0.3	+45.80	F	-1.46	-0.3	-48.30
					+0.11		+17.07
A	-1.2	-0.3	-37.48	G	-0.97	-0.3	-27.9
					+0.11		+17.07
B	-0.8	-0.3	-20.82	H	-0.43	-0.3	-5.41
					+0.11		+17.07
C	-0.5	-0.3	-33.31	I	-0.49	-0.3	-7.91
					+0.0		+12.5
E	-0.36	-0.3	-2.5	J	-0.83	-0.3	-22.07
					+0.0		+12.5

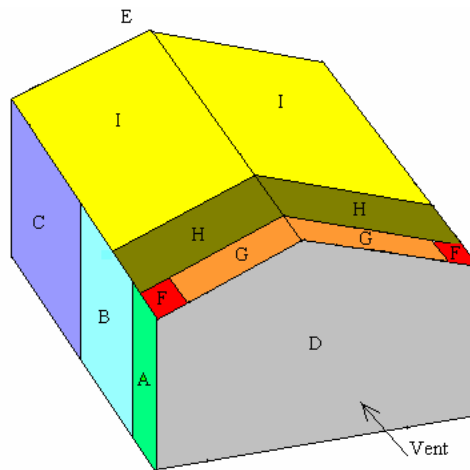


**Tableau 10a** : Pression statique du vent (Direction  $\theta = 90^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2

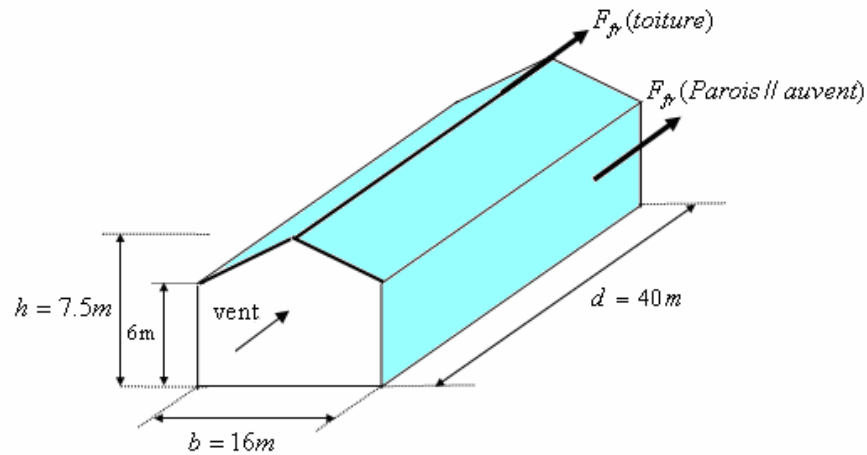
(Direction du vent $\theta = 90^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$p_z$ (kg/m <sup>2</sup> )	Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$p_z$ (kg/m <sup>2</sup> )
D	+0.7	+0.2	+20.82	F	-1.506	+0.2	-71.1
A	-1.2	+0.2	-58.3	G	-0.975	+0.2	-49.0
B	-0.8	+0.2	-41.64	H	-0.431	+0.2	-26.3
C	-0.5	+0.2	-12.5	I	-0.356	+0.2	-23.15
E	-0.3	+0.2	-20.82				

**Tableau 10b** : Pression statique du vent (Direction  $\theta = 90^\circ$ ) avec dépression intérieure de -0.3

(Direction du vent $\theta = 90^\circ$ ) avec dépression intérieure de -0.3							
Parois verticales				Versants de toitures			
Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$p_z$ (kg/m <sup>2</sup> )	Zone	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$p_z$ (kg/m <sup>2</sup> )
D	+0.7	-0.3	+41.64	F	-1.506	-0.3	-50.22
A	-1.2	-0.3	-37.5	G	-0.975	-0.3	-28.11
B	-0.8	-0.3	-20.82	H	-0.431	-0.3	-5.45
C	-0.5	-0.3	-8.33	I	-0.356	-0.3	-2.33
E	-0.3	-0.3	0				



## 9- Calcul de la force de frottement



$$\frac{d}{b} = \frac{40}{16} = 2.5 > 2.0 \quad \text{O.K}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{40}{7.5} = 5.33 > 4 \quad \text{O.K}$$

Au moins l'une des conditions soit vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z) \times c_{fr} \times A_{fr})$$

où :

$q_p(z)$  : (en  $\text{daN/m}^2$ ) est la pression dynamique de pointe à la hauteur  $z$  considérée.

$A_{fr}$  : (en  $\text{m}^2$ ) est l'aire de l'élément de surface considéré.

$c_{fr}$  : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.  $c_{fr} = 0.04$  (Tableau 8)

Toiture :

$$F_{fr} = 41.64 \times 0.04 \times (40 \times 2 \times 8.14) = 1084.64 daN$$

Parois verticales :

$$F_{fr} = 41.64 \times 0.04 \times (40 \times 2 \times 6.0) = 799.5 daN$$

La force de frottement totale :  $F_{fr} = 1084.64 + 799.5 = 1884.14 daN$

**Remarque :**

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit :  
 $8.0 / \cos(10.62^\circ) = 8.14m$ .

**10- Action d'ensemble :**

La force résultante  $R$  est donnée par :

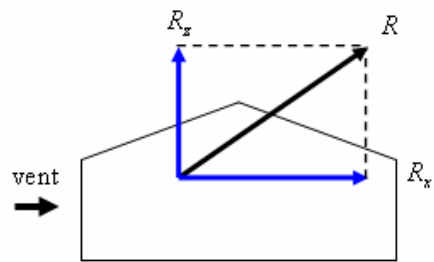
$$R = \sum (p_{zi} \times A_i) + \sum F_{fr}$$

avec :

$p_{zi}$  (en  $daN/m^2$ ) : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $i$ .

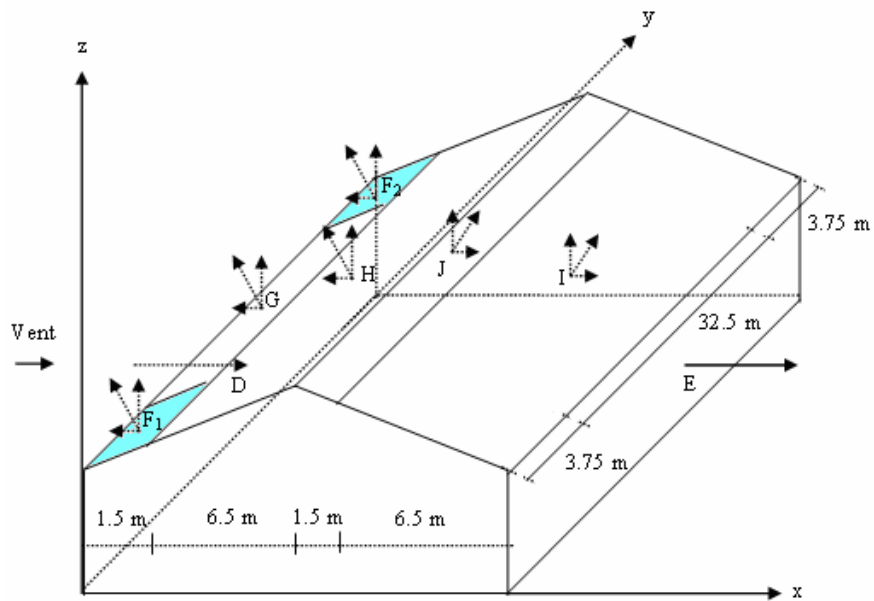
$A_i$  (en  $m^2$ ) : l'aire de l'élément de surface  $i$ .

$F_{fr}$  (en  $daN$ ) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.



**Direction du vent ( $\theta = 0^\circ$ )**

**Pente du versant :  $\alpha = 10.62^\circ$**



**Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)**

Zone F<sub>1</sub> :  $S_{F_1} = 1.5 \times 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

Zone F<sub>2</sub> :  $S_{F_2} = 1.5 \times 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

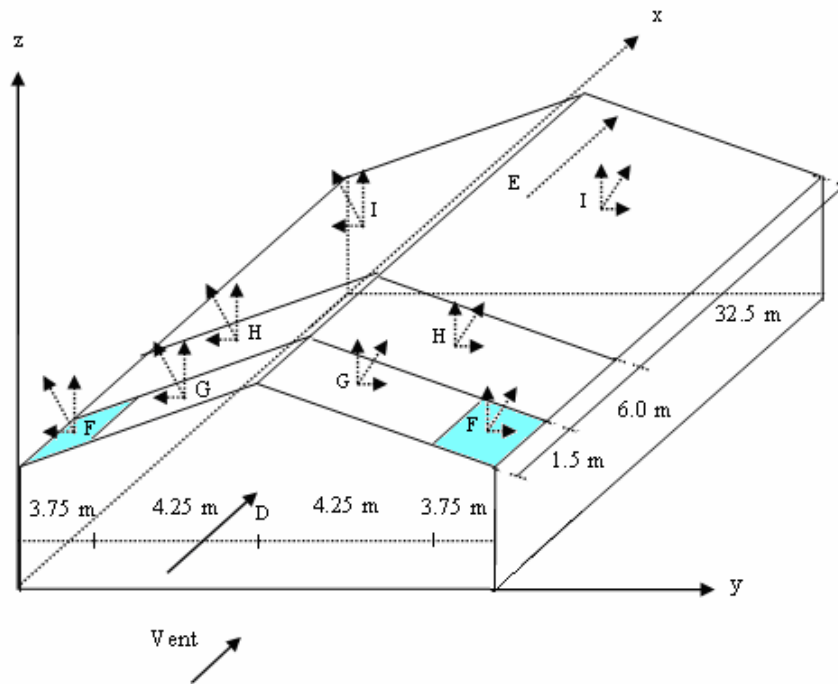
Zone G :  $S_G = 1.5 \times 32.5 = 48.75m^2$

Zone H :  $S_H = 6.5 \times 40.0 = 260.0m^2$

Zone I :  $S_I = 6.5 \times 40.0 = 260.0m^2$

Zone J :  $S_J = 1.5 \times 40 = 60.0m^2$

Direction du vent ( $\theta = 90^\circ$ )



Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

Zone F<sub>1</sub> :  $S_{F_1} = 1.5 \times 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

Zone F<sub>2</sub> :  $S_{F_2} = 1.5 \times 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

Zone G :  $S_G = 1.5 \times 4.25 \times 2 = 12.75m^2$

Zone H :  $S_H = 6 \times 8.0 \times 2 = 96.0m^2$

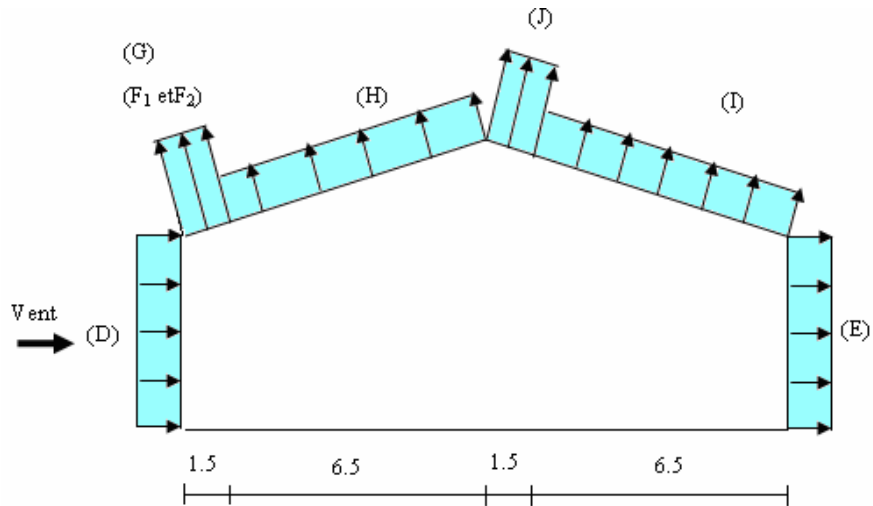
Zone I :  $S_I = 32.5 \times 8.0 \times 2 = 520m^2$

**Tableau 11 :** Valeurs des forces horizontales et verticales :  
Direction du vent (  $\theta = 0^\circ$  ) avec pression intérieure de +0.2

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$25.0 \times 240 = 6000 \rightarrow$	0
E	$23.32 \times 240 = 5596.8 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$69.12 \times 5.625 \operatorname{tg} \alpha = 72.9 \leftarrow$	$69.12 \times 5.625 = 388.8 \uparrow$
F <sub>2</sub>	$69.12 \times 5.625 \operatorname{tg} \alpha = 72.9 \leftarrow$	$69.12 \times 5.625 = 388.8 \uparrow$
G	$48.72 \times 48.75 \operatorname{tg} \alpha = 445.34 \leftarrow$	$48.72 \times 48.75 = 2375.1 \uparrow$
H	$26.23 \times 260 \operatorname{tg} \alpha = 1278.75 \leftarrow$	$26.23 \times 260 = 6819.8 \uparrow$
I	$28.73 \times 260 \operatorname{tg} \alpha = 1400.63 \rightarrow$	$28.73 \times 260 = 7469.8 \uparrow$
J	$42.89 \times 60.0 \operatorname{tg} \alpha = 482.53 \rightarrow$	$42.89 \times 60.0 = 2573.4 \uparrow$
Total	$R_x = 11610.07 \rightarrow$	$R_z = 20015.7 \uparrow$

**Tableau 12 :** Valeurs des forces horizontales et verticales :  
Direction du vent (  $\theta = 0^\circ$  ) avec dépression intérieure de -0.3

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$45.80 \times 240 = 10992.0 \rightarrow$	0
E	$2.5 \times 240 = 600 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	$17.07 \times 5.625 \operatorname{tg} \alpha = 18.0 \rightarrow$	$17.07 \times 5.625 = 96.02 \downarrow$
F <sub>2</sub>	$17.07 \times 5.625 \operatorname{tg} \alpha = 18.0 \rightarrow$	$17.07 \times 5.625 = 96.02 \downarrow$
G	$17.07 \times 48.75 \operatorname{tg} \alpha = 156.0 \rightarrow$	$17.07 \times 48.75 = 832.16 \downarrow$
H	$17.07 \times 260 \operatorname{tg} \alpha = 832.2 \rightarrow$	$17.07 \times 260 = 4438.2 \downarrow$
I	$12.5 \times 260 \operatorname{tg} \alpha = 609.4 \leftarrow$	$12.5 \times 260 = 3250 \downarrow$
J	$12.5 \times 60.0 \operatorname{tg} \alpha = 140.62 \leftarrow$	$12.5 \times 60.0 = 750.0 \downarrow$
Total	$R_x = 11866.18 \rightarrow$	$R_z = 9462.4 \downarrow$



**Tableau 13 :** Valeurs des forces horizontales et verticales :  
Direction du vent ( $\theta = 90^\circ$ ) avec pression intérieure de +0.2

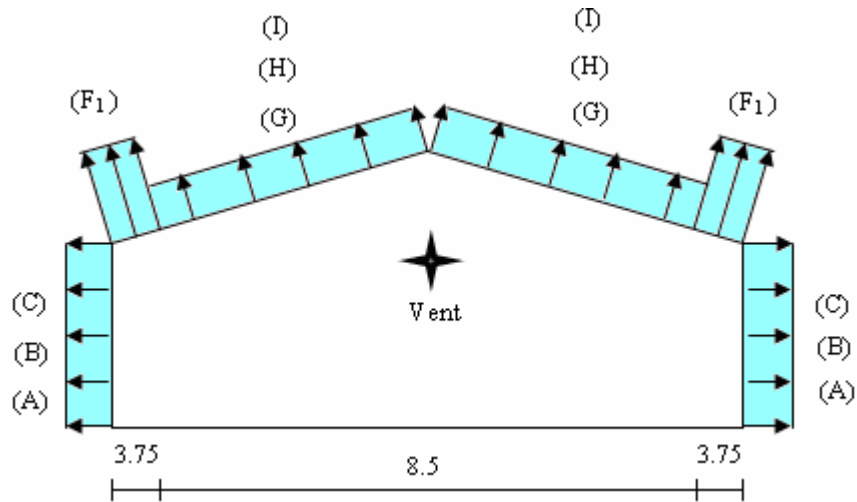
Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$20.82 \times 96 = 1998.72 \rightarrow$ $20.82 \times 12 = 249.84 \rightarrow$	0
E	$20.82 \times 96 = 1998.72 \rightarrow$ $20.82 \times 12 = 249.84 \rightarrow$	0
F <sub>1</sub>	0	$71.1 \times 5.625 \cos 10.62 = 393.1 \uparrow$
F <sub>2</sub>	0	$71.1 \times 5.625 \cos 10.62 = 393.1 \uparrow$
G	0	$49.0 \times 12.75 \cos 10.62 = 614.1 \uparrow$
H	0	$26.3 \times 96.0 \cos 10.62 = 2481.55 \uparrow$
I	0	$23.15 \times 520 \cos 10.62 = 11831.8$
F <sub>fr</sub>	$1884.14 \rightarrow$	0
	$R_x = 6381.26 \rightarrow$	$R_z = 15713.65 \uparrow$

**Tableau 14 :** Valeurs des forces horizontales et verticales :  
 Direction du vent (  $\theta = 90^\circ$  ) avec dépression intérieure de -0.3

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$41.64 \times 96 = 3997.44 \rightarrow$ $41.64 \times 12 = 499.68 \rightarrow$	0
E	0	0
F <sub>1</sub>	0	$50.22 \times 5.625 \cos 10.62 = 277.65 \uparrow$
F <sub>2</sub>	0	$50.22 \times 5.625 \cos 10.62 = 277.65 \uparrow$
G	0	$28.11 \times 5.625 \cos 10.62 = 155.41 \uparrow$
H	0	$5.45 \times 96.0 \cos 10.62 = 514.24 \uparrow$
I	0	$2.33 \times 520 \cos 10.62 = 1190.84 \uparrow$
$F_{fr}$	$1884.14 \rightarrow$	0
	$R_x = 6381.26 \rightarrow$	$R_z = 2415.8 \uparrow$

**Remarque :**

Les zones D et E intègrent la partie rectangulaire et la partie triangulaire du pignon.



**Tableau 15 :** Valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'application : Vent ( $\theta = 0^\circ$ ).

Zone	Composante Horizontale T (daN)	Composante verticale U (daN)	Coordonnées du point d'application		
			X (m)	Y(m)	Z(m)
D	6000 →	0	16	20	3
E	5596.8 →	0	16	20	3
F <sub>1</sub>	72.9 ←	388.8 ↑	0.75	1.875	6.14
F <sub>2</sub>	-72.9 ←	388.8 ↑	0.75	38.125	6.14
G	-445.34 ←	2375.1 ↑	0.75	20	6.14
H	-1278.75 ←	6819.8 ↑	4.75	20	6.89
I	1400.63 →	7469.8 ↑	12.75	20	6.61
J	482.53 →	2573.4 ↑	8.75	20	7.36
R <sub>x</sub>	11610.07 →		X <sub>T</sub> = 19.7	Y <sub>T</sub> = 20.0	Z <sub>T</sub> = 2.6
R <sub>z</sub>		20015.7 ↑	X <sub>U</sub> = 7.19	Y <sub>U</sub> = 20.0	Z <sub>U</sub> = 6.72

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} = \frac{(6000+5596.8) \times 16 - 72.9 \times 0.75 \times 2 - 445.34 \times 0.75 - 1278.75 \times 4.75 + 1400.63 \times 12.75 + 482.53 \times 8.75}{11610.07} = 17.3m$$

$$Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} = 20.0m ; \quad Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i} = 2.9m$$

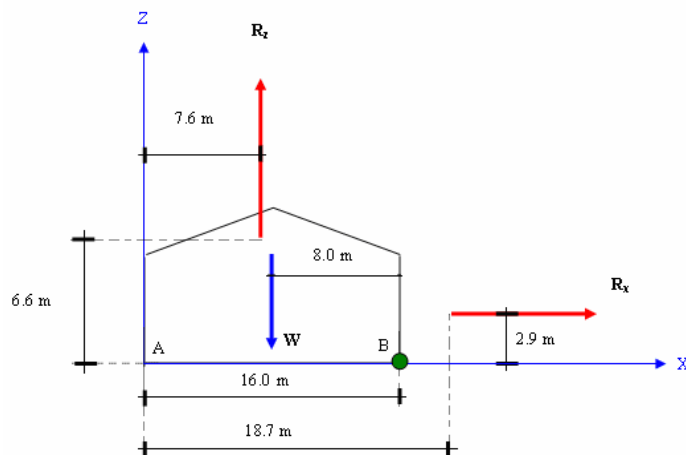
$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} = \frac{388.8 \times 0.75 \times 2 + 2375.1 \times 0.75 + 6819.8 \times 4.75 + 7469.8 \times 12.75 + 2573.4 \times 8.75}{20015.7} = 7.6m$$

$$Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} = 20m ; \quad Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i} = 6.6m$$

## 11- Calcul de la stabilité d'ensemble :

### 11.1- Vérification de la stabilité transversale :

Direction du vent ( $\theta = 0^\circ$ ).



**Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 2.9 + R_z \times (16 - 7.6)$$

$$M_r = 11610.07 \times 2.9 + 20015.7 \times 8.4 = 201801.08 \text{ daNm} \approx 201.8 \text{ tm}$$

**Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W \times 8.0$$

avec :

$W \approx 50 \text{ daN} / \text{m}^2$  : Poids approximatif par  $\text{m}^2$  de la surface en plan du bâtiment.

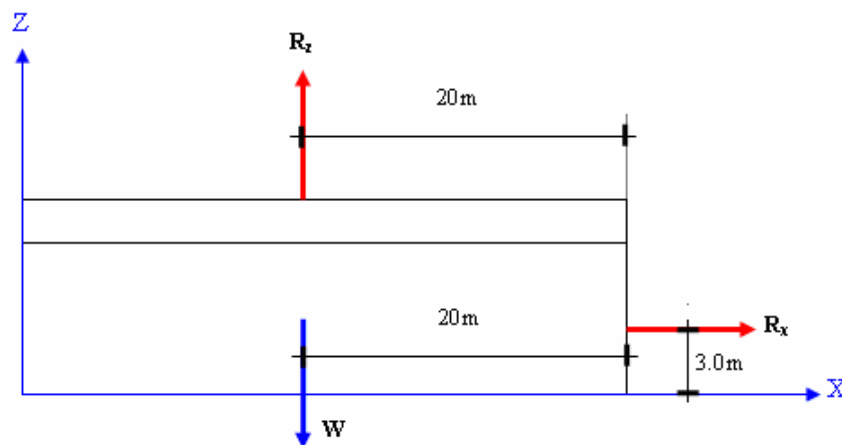
$$W = 50 \times 16 \times 40 = 32000 \text{ daN}$$

$$M_s = 32000 \times 8.0 = 256000 \text{ daNm} = 256 \text{ tm}$$

$M_r < M_s$  : La stabilité transversale est vérifiée.

**11.2- Vérification de la stabilité longitudinale :**

**Direction du vent ( $\theta = 90^\circ$ ) :**



**Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times 3.0 + R_z \times 20.0$$

$$M_r = 6381.26 \times 3.0 + 15713.65 \times 20.0 = 333417 \text{ daNm} \approx 333.4 \text{ tm}$$

**Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W \times 20.0$$

avec :

$W \approx 50 \text{ daN} / \text{m}^2$  : Poids approximatif par  $\text{m}^2$  de la surface en plan du bâtiment.

$$W = 50 \times 16 \times 40 = 32000 \text{ daN}$$

$$M_s = 32000 \times 20.0 = 640000 \text{ daNm} = 640 \text{ tm}$$

$M_r < M_s$  : la stabilité longitudinale est vérifiée.

## Action de la neige sur les constructions

### 1- Objet et domaine d'application :

Le présent document définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Au delà de 2000 mètres le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

### 2- Charge de neige sur les toitures :

La charge de neige par projection horizontale sur les toitures est donnée en fonction de la charge de neige sur le sol  $s_k$  qui dépend de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. Elle est donnée par la formule suivante :

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Où :

$\mu_i$  : est le coefficient de forme de la charge de neige ;

$s_k$  : est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol en ( $\text{kN/m}^2$ ) ;

$C_e$  : est le coefficient d'exposition, qui prend en général la valeur de 1,0 ;

$C_t$  : est le coefficient thermique qui prend en général la valeur de 1,0.

En France les formules suivantes sont à considérer :

Situation durable ou transitoire :  $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k + s_1$

Situation accidentelle :  $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} + s_1$

Où :

$s_1$  : est une majoration pour faible pente ;

$s_{Ad}$  : est l'action de neige accidentelle.

### 3- Charge de neige sur le sol (valeur caractéristique) :

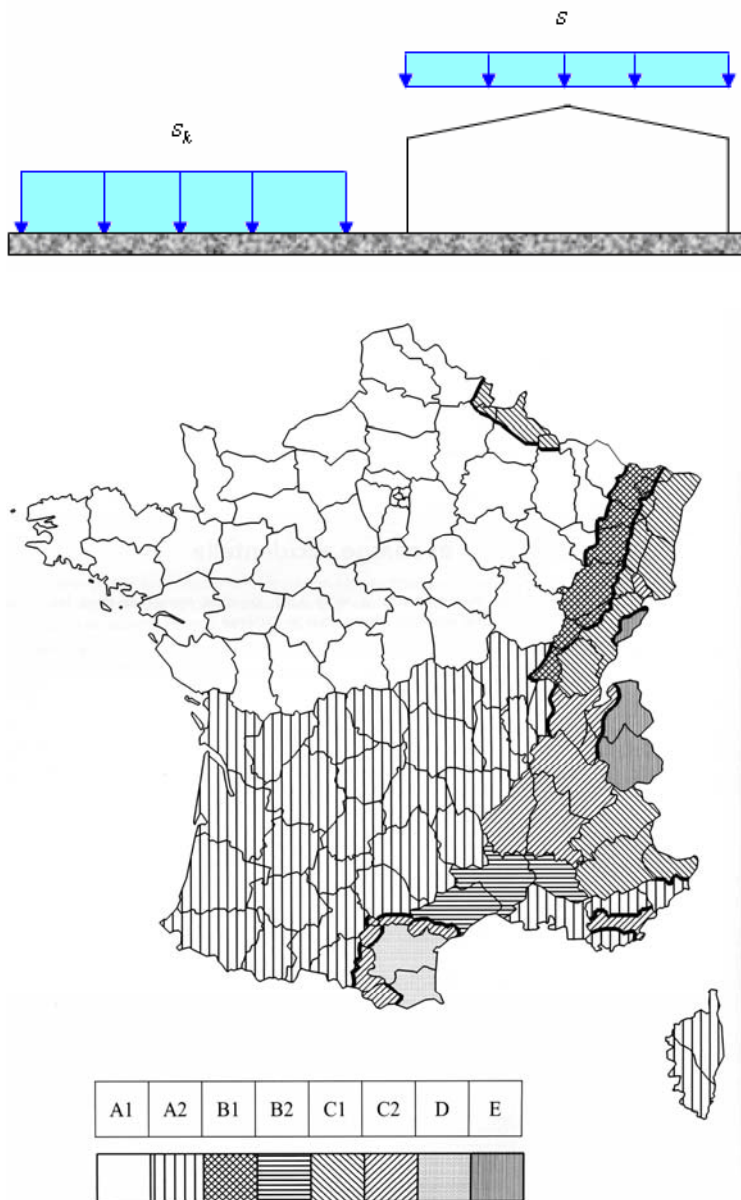
La charge de neige sur le sol dépend de l'emplacement géographique et de l'altitude du site considéré, elle est donnée en  $kN / m^2$  dans le tableau ci-dessous pour une altitude  $A \leq 200m$  en fonction de la zone de neige considérée.

Zone	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
$s_{k,200}$ ( $kN / m^2$ )	0.45	0.45	0.55	0.55	0.65	0.65	0.90	1.40
$s_{Ad}$ ( $kN / m^2$ )	-	1.00	1.00	1.35	-	1.35	1.80	-
Loi de variation de $s_k$ pour $A > 200m$	$\Delta s_1$							$\Delta s_2$

#### 3.1- Majoration du à l'altitude :

Altitude A en ( m )	$\Delta s_1$ en ( $kN / m^2$ )	$\Delta s_2$ en ( $kN / m^2$ )
$200m < A \leq 500m$	$A/1000 - 0.20$	$1.5A/1000 - 0.30$
$500m < A \leq 1000m$	$1.5A/1000 - 0.45$	$1.5A/1000 - 1.30$
$1000m < A \leq 2000m$	$3.5A/1000 - 2.45$	$7A/1000 - 4.80$

Au delà de 2000 m, le marché doit préciser la charge de neige à prendre en compte.



**Fig.1** : France métropolitaine : Carte de zone de neige

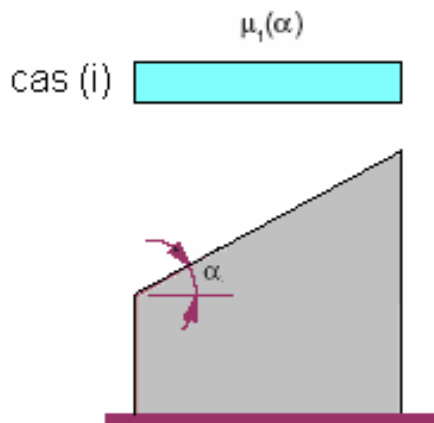
#### 4- Coefficient de forme des toitures $\mu$ :

Les valeurs des coefficients de forme  $\mu$  données ci-après concernent les toitures de formes courantes. Pour des formes particulières de toitures, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

La neige est supposée pouvoir tomber librement de la toiture. Si la rive se termine par un garde-corps, des barrières à neige ou tout obstacle, le coefficient de forme de ce côté de la toiture ne doit pas être réduit à une valeur inférieure à 0,8.

##### 4.1- Toiture simple à un versant sans obstacle de retenue :

La disposition de charge avec et sans accumulation est donnée dans la figure 2 ci-dessous.



**Fig.2 :** Dispositions de charges de neige avec et sans accumulation à considérer pour les toitures à un versant

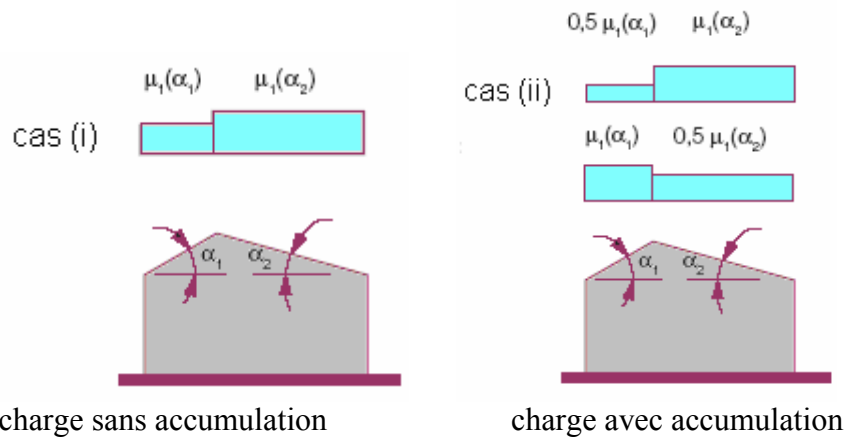
Le coefficient de forme  $\mu$  à utiliser pour les toitures à un seul versant est donné dans le tableau 1 ci-dessous.

**CH.3 : Action de la neige**

**Tableau 1 :** Coefficients de forme pour les toitures à un seul versant

( $\alpha$ ) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

**4.2- Toiture simple à deux versants sans obstacles de retenue :**  
La disposition de charge avec et sans accumulation est donnée dans la figure 3 ci-dessous.



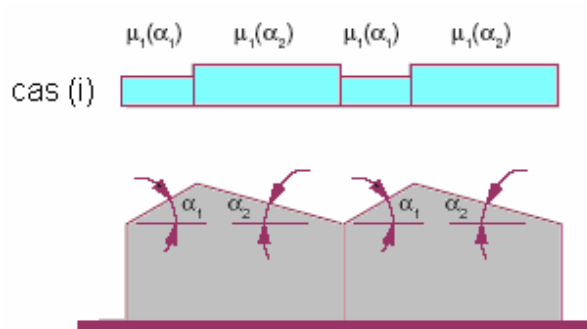
**Fig.3 :** Dispositions de charges de neige à considérer pour toiture à deux versants

Le coefficient de forme  $\mu$  à utiliser pour les toitures à deux versants est donné dans le tableau 1 ci-dessous (cas pour la toiture à un versant).

**4.3- Toitures à versants multiples :**

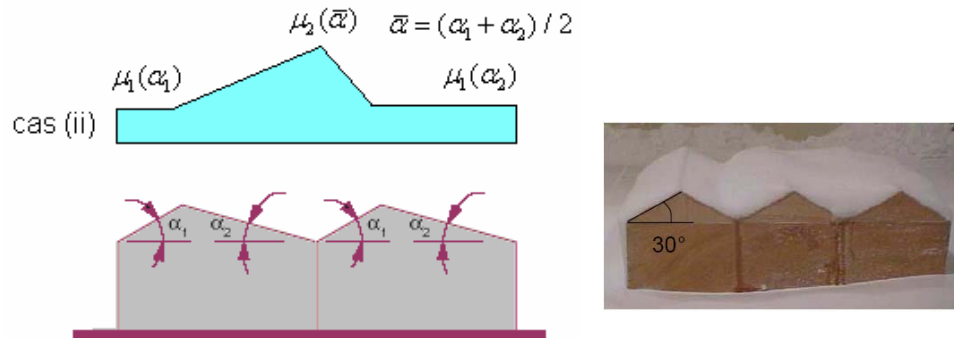
Les dispositions de charges sont celles « sans accumulation » et « avec accumulation » donné par les figures 4 et 5 ci-dessous.

**a- Sans accumulation : b**



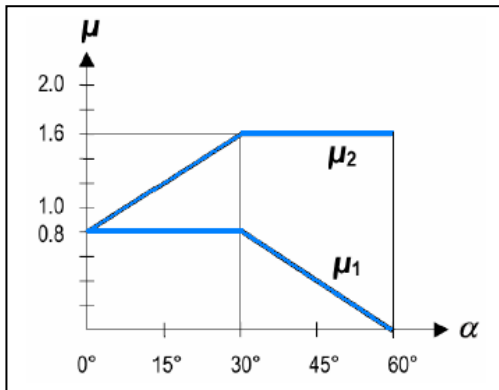
**Fig.4 :** Disposition de charge sans accumulation pour les toitures à versants multiples.

**b- Avec accumulation :**



**Fig.5 :** Disposition de charge avec accumulation pour les toitures à versants multiples.

Les coefficients de formes  $\mu_1$  et  $\mu_2$  à utiliser pour les toitures à versants multiples sont données dans le tableau 2 et la figure 6 ci-dessous.



**Fig.6 :** Coefficient de forme pour les toitures à versants multiples

**Tableau 2 :** Coefficients de forme pour les toitures à versants multiples

( $\alpha$ ) pente du versant (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 \leq \alpha \leq 60$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1$	0.8	$0.8 \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
$\mu_2$	$0.8 + 0.8 \left( \frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

## 5- Exemples d'applications :

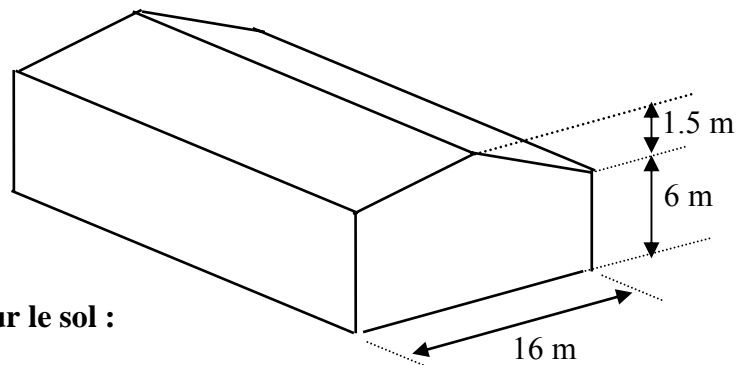
Calcul de l'action de la neige pour la construction de la figure ci-dessous.

### Données :

$$\alpha = 10.62^\circ$$

Zone 1A

Altitude  $H = 1000$  m



### 1- Charge de neige sur le sol :

Zone A1

$$200 < A \leq 1000 \text{ m}$$

A 200 m d'altitude :  $s_{k,200} = 0.45 \text{ kN} / \text{m}^2$

A 1000 m d'altitude:

$$s_k = s_{k,200} + (1.5A / 1000 - 0.45) = 0.45 + (1.5 \times 1000 / 1000 - 0.45) = 1.5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### 2- Charge de neige sur la toiture :

La charge minimale de neige  $s$  par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k + s_1$$

Où :

$s_1$  : est une majoration pour faible pente

$$(\alpha = 10.62^\circ = 18.75\% > 5\%) \rightarrow s_1 = 0.0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$C_e = C_t = 1.0$$

$$s = \mu_i \cdot s_k$$

où :

$s_k$  : Charges caractéristique de neige de neiges sur le sol en  $kN / m^2$

$s$  : Charges de neiges sur la toiture en  $kN / m^2$

$\mu_i$  : Coefficient de forme. (déterminé en fonction de la forme de la toiture).

### 3- Calcul du coefficient de forme $\mu_i$

#### 3.1- Charge de neige répartie sans redistribution par le vent :

Versants symétriques :

$$0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 10.62^\circ < 30^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$s = \mu_1 s_k = 0.8 \times 1.5 = 1.2 kN / m^2 \quad : \quad \text{Par projection horizontale}$$

$$s = 1.2 \cos 10.62^\circ = 1.18 kN / m^2 \quad : \quad \text{Suivant rampant}$$

## **Calcul des pannes :**

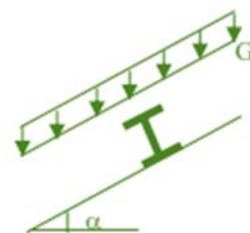
### **1. Introduction :**

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé I ou H soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.



### **2. Détermination des sollicitations :**

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



#### **2.1. Evaluation des charges et surcharges :**

##### **a- charges permanentes (G) :**

Poids propre de la panne et de la couverture.  
charges accrochées éventuelles.

##### **b- surcharges d'entretien (P) :**

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

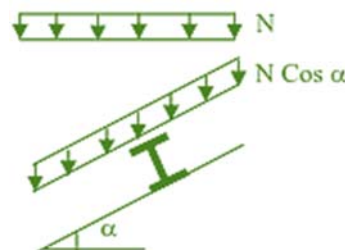
##### **Remarque :**

Par raison de simplicité on prend des fois comme charge d'entretien une charge globale de 75 kg/m<sup>2</sup> de la surface de la couverture.

##### **C- surcharge climatiques :**

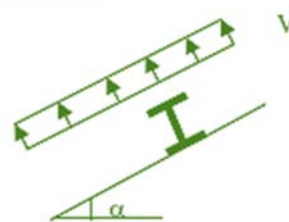
##### **C.1- surcharge de neige (N) :**

Par projection horizontale :  $N$   
Suivant rampant :  $N \cos \alpha$



##### **C.2- surcharge du vent (V) :**

Perpendiculaire au versant :  $V$



### **3. Principe de dimensionnement :**

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

**Selon l'EC 3 :**

**3.1. Vérification au moment ultime**

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1.0$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$   
 $n = N / N_{pl}$  ; Dans notre cas l'effort normal  $N = 0 \Rightarrow \beta = 1$

**3.2. Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m} \quad \text{et} \quad V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m}$$

**3.4. Vérification au déversement :**

$$M_{uy} \leq M_{dev}$$

Calcul du moment ultime :

$$Q_z = G - 1.5l \uparrow \text{ (soulèvement).}$$

$$M_{uy} = \frac{Q_z l^2}{8}$$

Calcul du moment de déversement :

$$M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,yy} \cdot f_y}{\gamma_m}$$

$\beta_w = 1.0$  pour les sections de classes 1 et classes 2.

**- Vérification à la flèche :  $f \leq f_{ad}$**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y} \quad \text{et} \quad f_{ad} = \frac{l}{200} \quad \text{poutre sur deux appuis}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{Q_y \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} \quad \text{et} \quad f_{ad} = \frac{l/2}{200} \quad \text{poutre sur trois appuis}$$

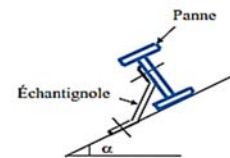
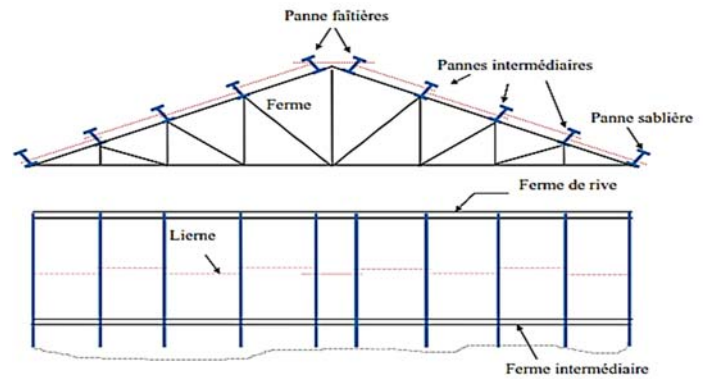
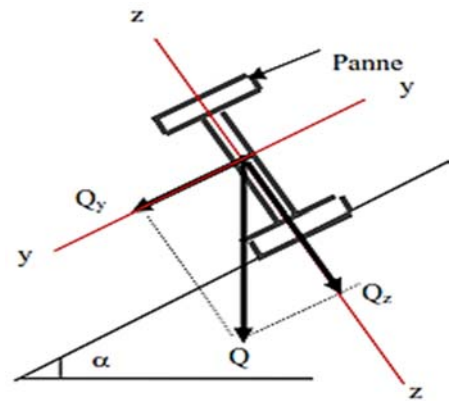
**Selon CM66 :**

**a- condition de résistances :**

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

**b- condition de flèche :**

$f_x \leq f_{ad}$  avec  $f_{ad} = l/200$  : flèche admissible.  
 $f_y \leq f_{ad}$



**Remarque :**

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants ( $\alpha$ ) atteint 8 à 10%, l'effet de la charge  $Q_x$  (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée. Ces liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction.

**4- Calcul numérique :**

Appliquant ces règles sur la construction suggérée pour déterminer la section optimale de la panne intermédiaire afin de résister au chargement donné (estimer) ci - dessous.

**a- charges permanentes : G (par m<sup>2</sup> de la couverture)**

tôle et accessoires de pose : .....17 kg/m<sup>2</sup> ↓

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

**b- surcharges d'entretien : P**

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

**c- surcharge climatique du vent : V (perpendiculaire au versant).**

$V = - 108 \text{ kg/m}^2 \uparrow$  (vers le haut) (voir CH.I)

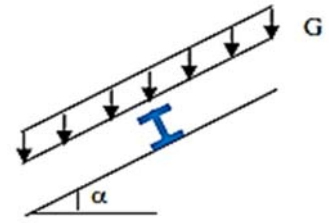
**d- surcharge climatique de neige : N (par projection horizontale).**

$N = 68 \text{ kg/m}^2 \downarrow$  (voir CH.II)

**1. Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne intermédiaire :**

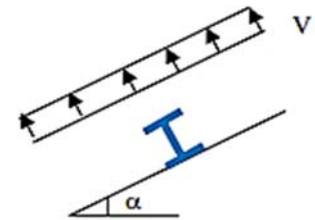
**1.1. charges permanentes G : ( par m<sub>2</sub> de la couverture).**

$$G = 17 \times 2.04 + 12 = 47 \text{ kg/ml} \downarrow$$



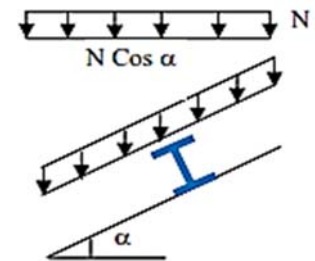
**1.2. Surcharge climatique du vent V : (perpendiculaire au versant).**

$$V = - 108 \times 2.04 = - 220.32 \text{ kg/ml} \uparrow$$



**1.3. Surcharge climatique de neige : N (par projection horizontale).**

$$N = 68 \cos \alpha \times 2.04 = 136.2 \text{ kg/ml} \downarrow$$

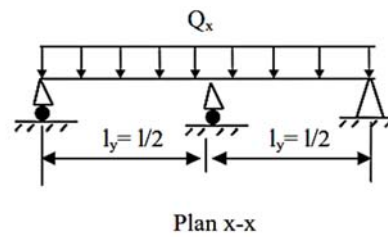
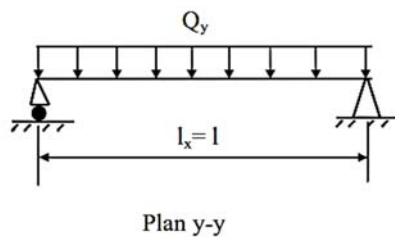
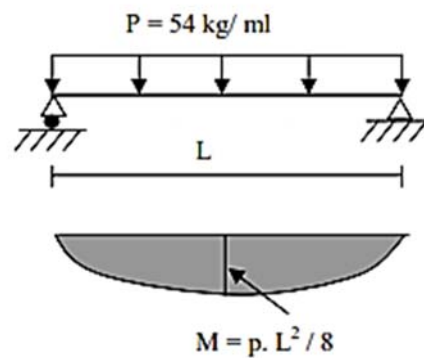
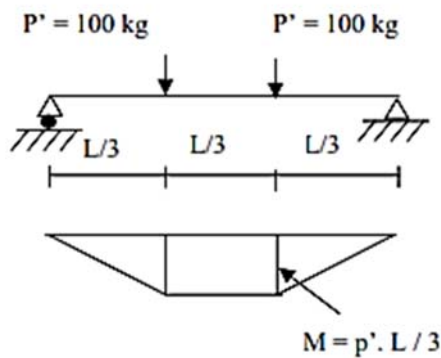


**1.4. Surcharges d'entretien : P**

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

$$M_{\max} = P'l/3 = pl^2/8$$

$$p = 8 \cdot 100 / 3 \cdot 5 = 54 \text{ kg/ml} \downarrow$$



**Remarque :**

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

**Selon l'EC3 :**

**2. Combinaisons de charge les plus défavorables :**

- 1.35 G + 1.5 P
- 1.35 G + 1.5 N
- G - 1.5 V

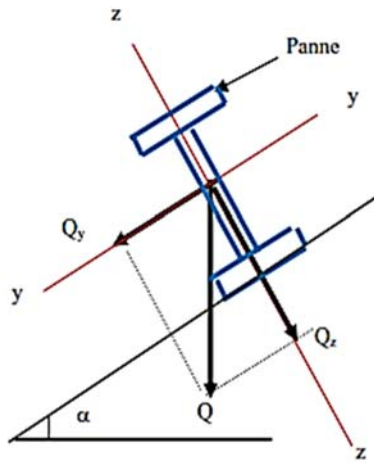
1. 1.35 G + 1.5 P = 1.35 × 47 + 1.5 × 54 = 144.5 kg/ml ↓
2. 1.35 G + 1.5 N = 1.35 × 47 + 1.5 × 136.2 = 268 kg/ml ↓
3. G - 1.5 V = 47 - 1.5 × 220.32 = -283.5 kg/ml ↑

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

Flexion déviée:  $Q_{max} = 268 \text{ kg/ml} \downarrow$

Déversement:  $Q_{max} = -283.5 \text{ kg/ml} \uparrow$   
 $Q_z = Q_{max} \cos\alpha = 263 \text{ kg/ml}$   
 $M_y = Q_z \cdot l^2 / 8 = (263 \times 5.0^2) / 8 = 822 \text{ kgm}$

$Q_y = Q_{max} \sin\alpha = 51.2 \text{ kg/ml}$   
 $M_z = Q_y \cdot (l/2)^2 / 8 = (51.2 \times 2.5^2) / 8 = 40 \text{ kgm}$



**Remarque :**

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

**Selon CM66 :**

**3- Dimensionnement de la panne :**

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

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \left( 1 + \frac{W_x}{W_y} \cdot \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{M_x}{W_x} \left( 1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) \leq \sigma_c$$

avec  $\eta = \frac{W_x}{W_y}$   $W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_c} \left( 1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right)$

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

$$W_x \geq \frac{841}{24} \left( 1 + 7 \times \frac{41}{841} \right) = 47.0 \text{ cm}^3$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_x \cdot l_y^4}{E \cdot I_y} ; f_{ad} = l_y / 200 = 250 / 200 = 1.25 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{35 \times 10^{-2} \cdot (250)^4}{2.1 \times 10^6 \times 27.7} \approx 0.13 \text{ cm} \leq f_{ad} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

• Vérification à la sécurité :

• Vérification au moment ultime:

Calcul en plasticité : (Sections de classe 1 et 2)

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1.0$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- sections en **I** et **H** :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$   
avec :  $n = N / N_{pl}$

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant **IPE 100**

Classe de la section :

Vérification de la semelle :

$$\frac{b_s}{2e_s} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{b_s}{2e_s} = \frac{55}{2 \times 5.7} = 4.82 \Rightarrow 4.82 < 10 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Vérification de l'âme :

$$\frac{h_a}{e_a} \leq 72\varepsilon \quad \frac{h_a}{e_a} = \frac{88.6}{4.1} = 21.6$$

$$\Rightarrow 21.6 < 72 \dots \text{OK}$$

**La section est de classe 1**

Remarque :

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égales à l' **IPE 200** , sont généralement d'une section de classe 1.

$$W_{el,y} = 34.2 \text{cm}^3 ; W_{el,z} = 5.78 \text{cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 39.4 \text{cm}^3 ; W_{pl,z} = 9.1 \text{cm}^3$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{39.4 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 841.73 \text{kgm}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{9.1 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 194.4 \text{kgm}$$

3.2- Vérification au cisaillement :

La formule de vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$1.54\tau \leq \sigma_c \quad \text{avec : } \tau = \max(\tau_x, \tau_y)$$

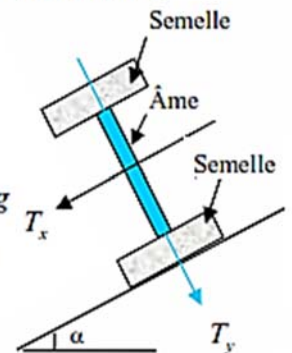
Remarque :

Dans le cas de sections symétriques en **I** , l'effort tranchant  $T_y$  est repris par la section de l'âme, et l'effort tranchant  $T_x$  est repris par la section des deux semelles.

$$\tau_y = \frac{T_y}{A_a^{net}}$$

$$T_y = \frac{Q_y \cdot l}{2} = \frac{269 \times 5}{2} = 672.5 \text{kg}$$

$$A_a = (H - 2 \cdot e_s) \times e_a = 4.73 \text{cm}^2$$



• Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la transversale section

Semelle supérieure :

la semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

a- Méthode exacte : (voir règlement CM66)

Dans le cas des pièces symétriquement chargées et appuyées la vérification de la stabilité au déversement est donnée par la formule

suivante : ( CM66 Règle 3.61)

$$\sigma = K_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_c$$

**Remarque :**

Dans notre cas, l'effort normal ( $N = 0$ )  $\Rightarrow \beta = 1$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta = \left(\frac{822}{841.73}\right)^2 + \left(\frac{40}{194.4}\right)^1 = 1.16 > 1.0$$

$\Rightarrow$  non vérifiée  $\Rightarrow$  On augmente la section ;

Soit IPE 120

$$W_{el,y} = 53\text{cm}^3 ; W_{el,z} = 8.64\text{cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 60.7\text{cm}^3 ; W_{pl,z} = 13.6\text{cm}^3$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f}{\gamma_{M1}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8\text{kgm}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f}{\gamma_{M1}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54\text{kgm}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta = \left(\frac{822}{1296.8}\right)^2 + \left(\frac{40}{290.54}\right)^1 = 0.54 < 1.0$$

$\Rightarrow$  vérifiée.

**3.2. Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par les

formules suivantes :  $V_z \leq V_{pl,z}$   
 $V_y \leq V_{pl,y}$

$$V_{pl,z} = \frac{A_z \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m} \quad \text{et} \quad V_{pl,y} = \frac{A_y \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m}$$

**IPE 120 :**  $A_z = 6.3\text{cm}^2 ; A_y = 8.6\text{cm}^2$

$$V_z = \frac{Q_z \cdot l}{2} = \frac{263 \times 5.0}{2} = 657.5\text{kg}$$

$$V_y = 0.625 Q_y \cdot (l/2) = 0.625 \times 51.2 \times 2.5 = 80\text{kg}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_z \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m} = \frac{6.3(2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 7771\text{kg}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_y \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_m} = \frac{8.6(2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 10607\text{kg}$$

$$V_z = 657.5\text{kg} < V_{pl,z} = 7771\text{kg} \dots \dots \dots \text{OK}$$

avec  $K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c}(K_0 - 1)}$  : coefficient de déversement.

$K_0$ : coefficient de flambement déterminé en fonction de l'élanement  $\lambda_0$ .

$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{L \times e}{b \times h}\right)^2}$$

$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{250 \times 0.63}{6.4 \times 12}\right)^2} = 2.28$$

**Coefficient C :** (RCM66, R.3.642)

**Il est donné en fonction de la répartition des charges.**

$C = 1.132$  (charge uniformément répartie).

**Coefficient B :** (RCM66, R.3.643)

**Il est donné en fonction du niveau d'application des charges.**

$B = 1$  ( au niveau de la fibre neutre par supposition).

**Calcul de la contrainte de non déversement :**

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} (D - 1) \cdot B \cdot C$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{27.67}{317.8} \times \frac{12^2}{250^2} (2.27 - 1) \times 1 \times 1.132 = 11.53\text{daN/mm}^2 < \sigma_c$$

$\sigma_d < \sigma_c \Rightarrow$  il y a risque de déversement.

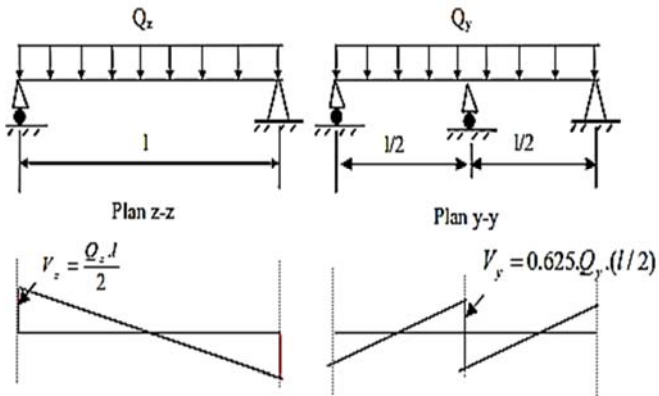
$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_c}\right)}$$

$$\lambda_0 = \frac{250}{12} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1.132} \times \frac{317.8}{27.67} \left(1 - \frac{11.53}{24}\right)} = 96$$

Cas de charge appliquée au niveau du centre de gravité :

**Remarque :**

Dans le cas de section symétriques en ( I ) L'effort tranchant  $V_z$  est repris par la section de l'âme ( $A_{vz}$ ), et l'effort tranchant  $V_y$  est repris par la section des deux semelles ( $A_{vy}$ ). ( $A_{vz}$ ) et ( $A_{vy}$ ) sont tirées directement des nouveaux tableaux des profilés.



**Remarque :**

Dans la plus part des cas la vérification au cisaillement est vérifiée pour les profilés laminés dès que la vérification au moment fléchissant est satisfaite.

**Remarque :**

Dans la plus part des cas la vérification au cisaillement est vérifiée pour les profilés laminés dès que la vérification au moment fléchissant est satisfaite.

**3.3. Vérification à la flèche :**

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

$$Q_1 = G + N = 47 + 136.2 = 183.2 \text{ kg/ml } \downarrow$$

$$Q_2 = G - V = 47 - 220.32 = -173.32 \text{ kg/ml } \uparrow$$

$$Q_{\max} = \text{Max}(Q_1, Q_2) = Q_1$$

$$Q_z = Q_1 \cdot \cos \alpha = 180 \text{ kg/ml}$$

$$Q_y = Q_1 \cdot \sin \alpha = 35 \text{ kg/ml}$$

$\sigma = K_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_c$

avec  $K_d = 1$  pour  $\alpha \leq 0.25$

$K_d = 1 + 2 \cdot (\alpha - 0.25)^2$  pour  $0.25 < \alpha < 0.75$

$K_d = 2 \cdot \alpha$  pour  $\alpha \geq 0.75$

$$\alpha = \frac{1}{1000 \cdot C} \times \frac{L \cdot h}{b \cdot e} \times \frac{\sigma_c}{24}$$

avec  $\sigma_c$  en (daN/mm<sup>2</sup>)

- Si la charge appliquée se dirige vers le centre de gravité de la section : on remplace L par  $L + \varepsilon$
- Si la charge appliquée se dirige hors du centre de gravité de la section : on remplace L par  $L - \varepsilon$

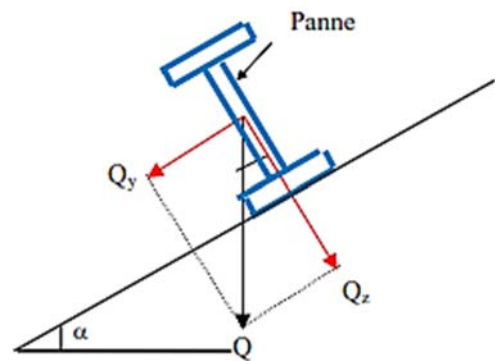
avec :  $\varepsilon = 0.8 \cdot y_a \cdot \beta \cdot C \cdot \frac{b}{e}$

$$\alpha = \frac{1}{1000 \cdot C} \times \frac{(L + \varepsilon) \cdot h}{b \cdot e} \times \frac{\sigma_c}{24}$$

avec  $\sigma_c$  en (daN/mm<sup>2</sup>)

$$\varepsilon = 0.8 \cdot y_a \cdot \beta \cdot C \cdot \frac{b}{e}$$

avec  $y_a = h/2 = 12/2 = 6 \text{ cm}$ .



**Condition de vérification :**

$$f \leq f_{ad} \text{ avec : } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

- Flèche verticale (suivant zz'): sur deux appuis

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5cm \quad f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_z \cdot l^4}{E \cdot I_y}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{180 \times 10^{-2} \cdot (500)^4}{2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 2.19cm < f_{ad} \dots OK.$$

- Flèche latérale (suivant yy'): sur trois appuis

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{250}{200} = 1.25cm \quad f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{35 \times 10^{-2} \cdot (250)^4}{2.1 \times 10^6 \times 27.65} \approx 0.13cm < f_{ad} \dots OK.$$

**Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral +

Rotation de la section transversale.

**Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle déversement est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de

**Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

**Calcul du moment ultime :**

$$Q_z = G - 1.5V = -283.5kg/ml \uparrow \text{ (soulèvement).}$$

$$M_{uy} = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{283.5 \times 5.0^2}{8} = 886kgm$$

**Calcul du moment de déversement :**

$$M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_w = 1.0$  pour les sections de classes 1 et classes 2.

Effort dans le tronçon L<sub>3</sub> :

$$T_3 = R + T_2 = 163.5 + 245.3 = 408.8daN$$

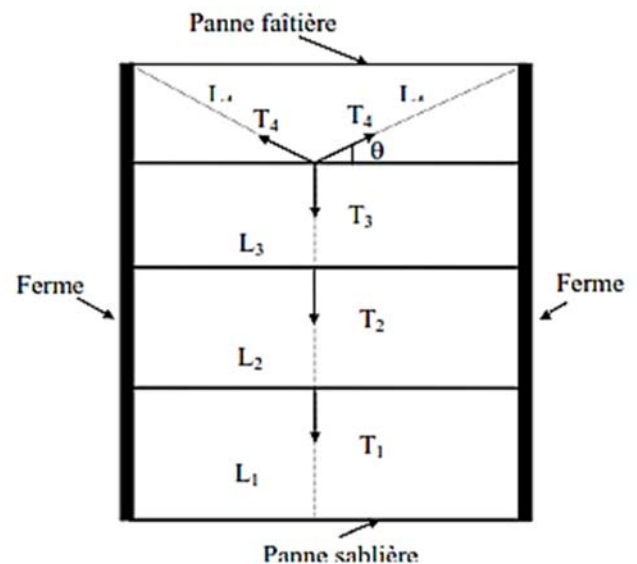
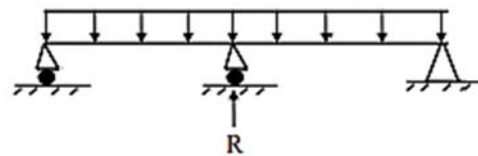
Effort dans les diagonales L<sub>4</sub> :

$$2T_4 \cdot \cos\theta = T_3$$

$$T_4 = 323.3daN$$

avec :  $\theta = 50.8^\circ$

$$Q_x = 52.3 \text{ kg/ml}$$



Le coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour le déversement est déterminé à l'aide du tableau (annexe....) en fonction de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  de l'élément vis à vis du déversement et

en utilisant :

- La courbe *a* pour les laminés courants,
- La courbe *c* pour les profils soudés.

L'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est déterminé par la formule suivante : (annexe F à l'Eurocode, §F.2)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5}$$

où :  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  [ $f_y$  en  $N/mm^2$ ]

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 1.0 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques l'élanement  $\lambda_{LT}$  vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**IPE 120 :**  $i_z = 1.45\text{cm}$  ;  $h = 12\text{cm}$  ;  $e_s = 0.63\text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{250/1.45}{1.132^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{250/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 108$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{108}{93.9} = 1.15$$

$$\begin{aligned} \varphi_{LT} &= 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ &= 0.5 [1 + 0.21(1.15 - 0.2) + 1.15^2] = 1.261 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.261 + [1.261^2 - 1.15^2]^{0.5}} = 0.56$$

### - dimensionnement de l'échantignolle.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

pour IPE 120 :

$b = 6.4\text{ cm}$  et  $h = 12\text{ cm}$

$6.4 \leq t \leq 9.6\text{ cm}$

soit  $t = 8\text{ cm}$ .

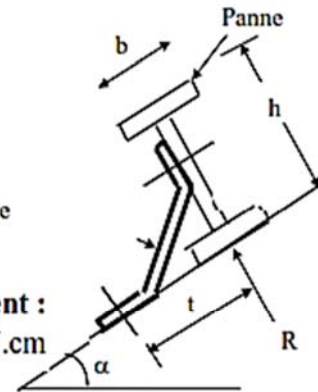
$Q_x = V_c = -118.2\text{ daN/ml}$

$R_y = 2 \times (Q_x \times l_x) / 2$  échantignolle

$$= 2 \times (118.2 \times 5.0) / 2 = 591\text{ daN.}$$

Calcul du moment de renversement :

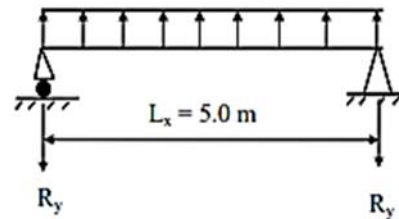
$$M_r = R \times t = 591 \times 8 = 4728\text{ daN.cm}$$



Dimensionnement de l'échantignolle :

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{ech}} \leq \sigma_c$$

$Q_x = -118.2\text{ kg/ml}$



Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{\sigma_c} = \frac{4728}{2400} = 1.97\text{ cm}^3$$

$$\text{avec } W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6}$$

**Calcul de  $\chi_{LT}$  à l'aide du tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3.**

Les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_{LT}$  pour l'élancement réduit approprié  $\bar{\lambda}_{LT}$  peuvent être obtenues à partir du tableau 5.5.2 avec  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$  et  $\chi = \chi_{LT}$ , en utilisant :

- La courbe *a* pour les profils laminés.
- La courbe *c* pour les profils soudés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.15$$

Par interpolation linéaire entre les valeurs de

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.1 \text{ et } \bar{\lambda}_{LT} = 1.2$$

$$f(x) = f(x_1) - \frac{(x-x_1)}{x_2-x_1} \cdot f(x_1) - f(x_2)$$

$$= 0.596 - \frac{(1.15-1.1)}{(1.2-1.1)} \cdot (0.596 - 0.530) = 0.563$$

$$M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$0.563 \times 1.0 \times \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 730 \text{kgm}$$

$$M_u = 886 \text{kgm} > M_{dev} = 730 \text{kgm} \dots \text{non vérifiée.}$$

On doit augmenter la section : Soit IPE 140

$$W_{el,y} = 77.3 \text{cm}^3 \quad ; \quad W_{el,z} = 12.3 \text{cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 88.3 \text{cm}^3 \quad ; \quad W_{pl,z} = 19.2 \text{cm}^3$$

Calcul du moment de déversement :

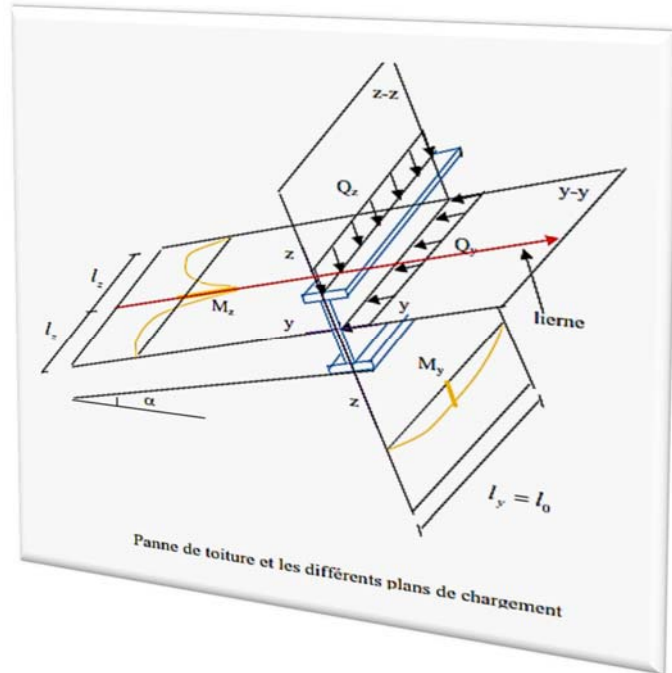
$$M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

IPE 140 :  $i_z = 1.65 \text{cm}$  ;  $h = 14 \text{cm}$  ;  $e_s = 0.69 \text{cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{250/1.65}{1.132^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{250/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25}} = 102$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \frac{102}{93.9} \approx 1.1$$



Calcul de  $\chi_{LT}$  à l'aide du tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3.

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.15 \rightarrow \chi_{LT} = 0.596$$

$$M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} =$$
$$0.596 \times 1.0 \times \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1124.3 \text{kgm}$$

$$M_u = 886 \text{kgm} < M_{dev} = 1124.3 \text{kgm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Le profilé choisit **IPE 140** convient pour les pannes.

## **Calcul des contreventements**

### **1- Introduction :**

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'au fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« poutres au vent »), et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

### **2- Les différents types de contreventements :**

#### **2.1- Contreventements de toiture : (poutre au vent)**

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

#### **Remarque :**

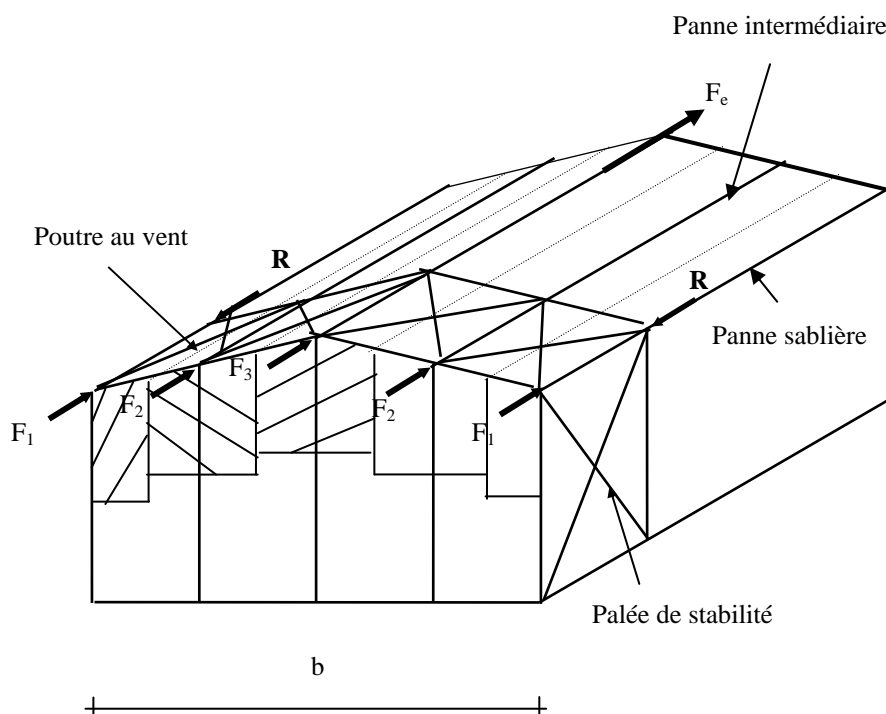
Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

#### **2.2- Contreventement de façades: (palée de stabilité)**

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

### 2.3- Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).



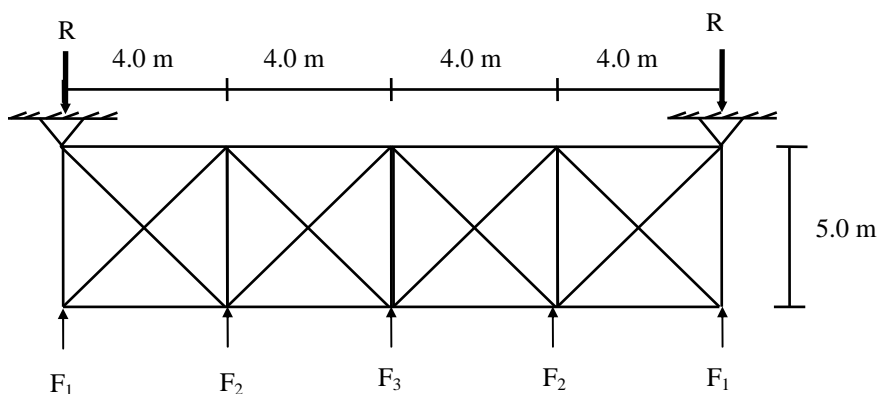
### 3- Calcul de la poutre au vent en pignon :

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

## Remarques :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

### 3.1- Evaluation des efforts horizontaux :



Poutre au vent

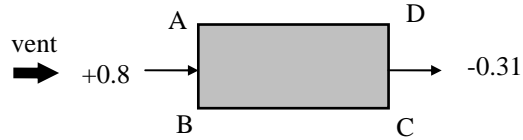
$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

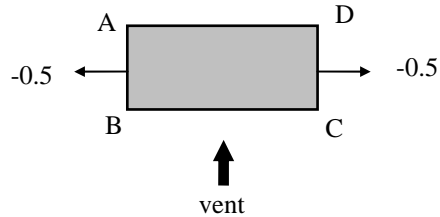
$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$V_n = q_h \cdot k_s \cdot k \cdot \delta \cdot C_r$$

D'après l'étude au vent, la valeur de  $C_e$  est donnée dans le tableau suivant (voir CHI):



$\theta$	$C_e$	
	AB	CD
$0^\circ$	+0.8	-0.31
$90^\circ$	-0.5	-0.5



$$C_r = \sum C_e = C_{AB} + C_{CD} = 0.8 + 0.31 = +1.11$$

$$q_h = q_{10} = 40.0 \text{ kg/m}^2$$

Surface du pignon est de :  $16 \times 7.5$

La plus grande dimension offerte au vent afférente au pignon est de 16 m  $\Rightarrow \delta = 0.81$  (ANNEXE III)

$$V_n = 40.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.81 \times 1.11 = 36.0 \text{ kg/m}^2$$

$V_e = 1.75 V_n = 1.75 \times 36.0 = 63.0 \text{ kg/m}^2$  La force d'entraînement au niveau de la toiture (voir CH.I) est trouvée égale à :  $F_e = 370 \text{ kg}$

### 3.1.1- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets:

$$F_1 = \left( 63.0 \times \frac{6}{2} \times \frac{16}{8} \right) + \frac{370}{8} = 424.30 \text{ kg}$$

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

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

$$\text{avec : } R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 424.3 + 2 \times 943 + 1037.5}{2} = 3772.1 \text{ kg}$$

$$\tan\alpha = \frac{4}{5} \Rightarrow \alpha = \arctg \frac{4}{5} = 38.7^\circ$$

$$\text{d'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\alpha} = \frac{3772.1 - 424.3}{\cos 38.7^\circ} = 4290 \text{ kg}$$

### 3.3- Section de la diagonale :

$$A = \frac{F_d}{\sigma_e} = \frac{4290}{2400} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Soit L40×40×4 ( $A=3.06 \text{ cm}^2$ )

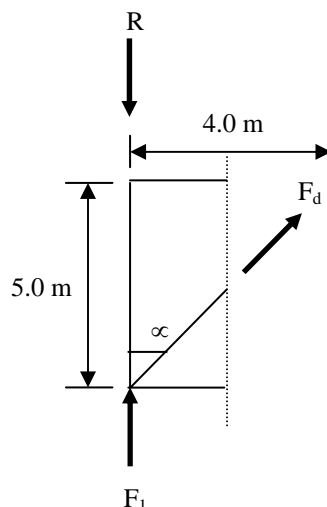
Une cornière isolée de 40×40×4 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient :

$$\text{Section nette : } A_n = 3.06 - 0.4 \times 1.3 = 2.54$$

$$\sigma = \frac{F_d}{A_n} = \frac{4290}{2.54} = 1834 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

### 4- Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à



soit :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8}((4.755 \times 71.5) + (1.0 \times 1587) + 474)$$

$$= 2701 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e \dots \dots \dots \text{non. vérifiée}$$

On augmente la section du profilé :

**Soit IPE 140**

$$W_x = 77.3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_y = 12.3 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 541 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_y = 44.9 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 5.74 \text{ cm} \quad ; \quad i_y = 1.85 \text{ cm}$$

$$A = 16.4 \text{ cm} \quad ; \quad p = 12.9 \text{ kg/ml}$$

La combinaison la plus défavorable (voir calcul des pannes) est la combinaison N°. 5.

$$Q_{\max} = G + N_e$$

$$\text{Avec : } G = 17 \times 2.04 + 12.9 = 47.6 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{\max} = G + N_e = 47.6 + 227 = 274.6 \text{ kg/ml}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 269.6 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2 / 8 = (269.6 \times 5.0^2) / 8 = 842.5 \text{ kgm}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 52.4 \text{ kg/ml} \quad ,$$

$$M_y = Q_x \cdot l_y^2 / 8 = (52.4 \times 2.5^2) / 8 = 41 \text{ kgm}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{842.5 \times 10^2}{77.3} = 1090 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{41 \times 10^2}{12.3} = 333.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_2}{A} = \frac{943}{16.4} = 57.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{842/2 \times 10^2}{53} = 793.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{41/2 \times 10^2}{8.65} = 237 \text{ kg/cm}^2$$

Les élancements :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{500}{4.90} = 102.5 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{250}{1.45} = 172.5$$

$\lambda_{\max} = \lambda_y = 172.5 \rightarrow k = 4.755$  (tableau) Le plan de flambement est le plan x-x.

soit :

$$\begin{aligned} \frac{9}{8} (k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) &= \frac{9}{8} ((4.755 \times 254) + (1.0 \times 793.5) + 237) \\ &= 2238.3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \end{aligned}$$

**Conclusion :**

1. Le profilé **IPE120** convient pour la panne sablière et pour les pannes courantes.
2. Le profilé **IPE140** convient pour les pannes intermédiaires servant de montants pour les barres de contreventements.

### 5- Calcul de la palée de stabilité en long pan :

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

Une cornière isolée de 40×40×4 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient :

$$\text{Section nette : } A_n = 3.06 - 0.4 \times 1.3 = 2.54 \text{ cm}^2$$

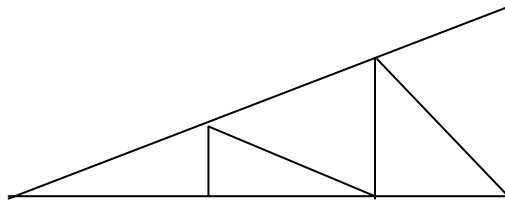
$$\sigma = \frac{N}{A_n} = \frac{5230}{2.54} = 2060 \text{ kg / cm}^2 < \sigma_e$$

**Remarque :**

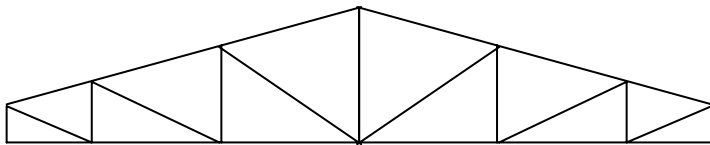
La force de 3348 kg agissant en tête de palée de stabilité va créer dans les poteaux de la palée des traction et compression pour assurer l'équilibre de la palée, ayant pour valeur:

$$T = 3348 \times \frac{6}{5} = 4018 \text{ kg}$$

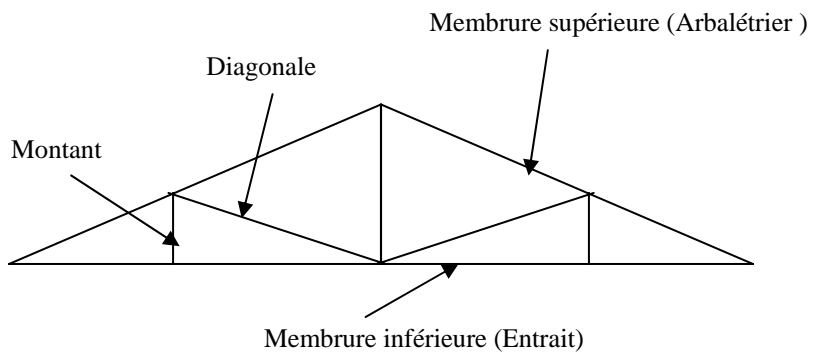
- Fermes à simple versant :



- Fermes trapézoïdales :



- Fermes triangulées :



#### **4- Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme :**

##### **a- Charge permanentes :**

La ferme supporte en plus de son poids propre, le poids de la couverture, des accessoires de pose, des pannes et celui des contreventements de toiture.

##### **b- Surcharges climatiques :**

###### **b1- Surcharge du vent :** (perpendiculaire au versant)

La surcharge du vent est généralement perpendiculaire au versant. Elle est déterminée par les règlements en vigueur tels que : NV65 (voir CHI), et RNV99 (voir CH10).

##### **Remarques :**

1. Le vent pouvant tourner autour de la construction, il est possible dans de nombreux cas de se limiter pour les toitures aux seules valeurs maximales des actions sur les versants.
2. Les deux valeurs (versant au vent, versant sous le vent) doivent être envisagées dans les structures (par exemple : fermes triangulées, etc.) pour lesquelles la combinaison d'actions différentes sur les deux versants de la toiture conduirait à des résultats plus défavorables dans certains éléments (treillis de ferme....).

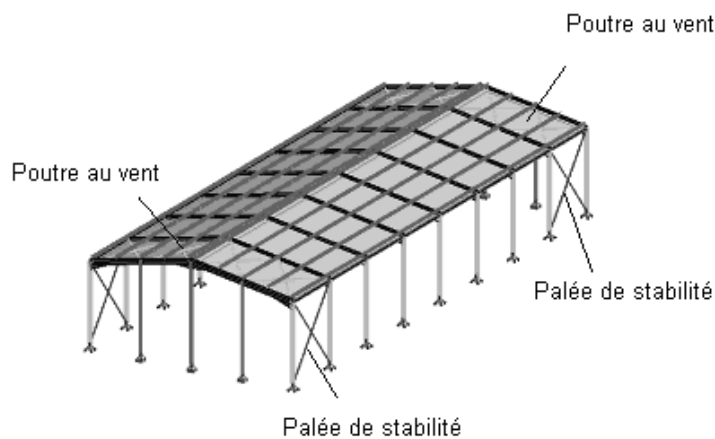
###### **b2- Surcharge de neige :**

La surcharge de neige est donnée par projection horizontale. Elle est calculée par les règlements en vigueur NV65, N84, RNV99.

## 1- Introduction:

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales: vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants («poutres au vent»), et en façade («palées de stabilité»), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans (Fig.1).



*Fig.1 : Les contreventements*

## 2- Les différents types de contreventements:

### 2.1- Contreventements de toiture: (poutre au vent)

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

**Remarque:**

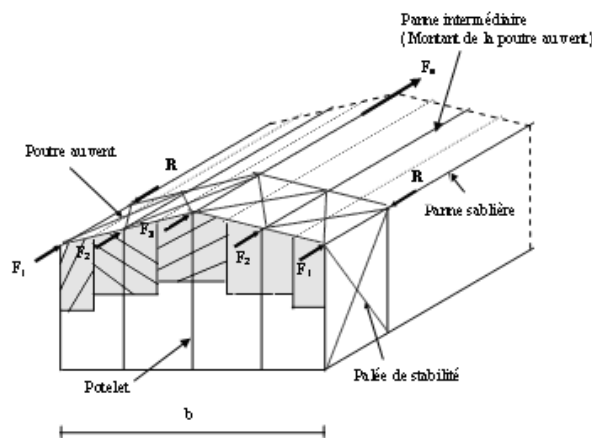
Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

**2.2- Contreventement de façades: (palée de stabilité)**

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

**2.3- Effort du vent sur les pignons:**

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité) (Fig.2).



*Fig.2 : Effort du vent sur le pignon*

**3- Calcul de la poutre au vent en pignon:**

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

**Remarque:**

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'elles flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

**3.1- Evaluation des efforts horizontaux:**



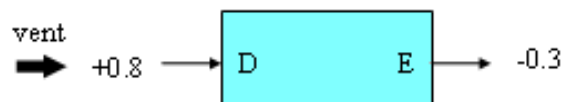
Poutre au vent

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} \quad ; \quad F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_e$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C<sub>e</sub> est donnée ci-dessous. (voir CH2):



$$\begin{aligned}\sum C_r &= C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1 \\ q_h &= q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.560 = 58.5 daN / m^2 \\ C_d &= 0.94 \text{ voir CH.2} \\ P_h &= C_d \cdot q_h \sum C_r = 0.94 \times 58.5 \times 1.1 = 60.5 daN / m^2 \\ V &= P_h = 60.5 daN / m^2\end{aligned}$$

La force d'entraînement  $F_e$  est la force de frottement pour la toiture, et est donnée par: (voir CH.2)

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

$$\begin{aligned}q_h &= 58.5 daN / m^2 \\ C_{fr} &= 0.04 \text{ coefficient de frottement} \\ S_{fr} &= 40 \times 2 \times 8.14 m^2 \text{ surface de frottement de la toiture.} \\ F_{fr} &= 58.5 \times 0.04 \times (40 \times 2 \times 8.14) = 1524 daN\end{aligned}$$

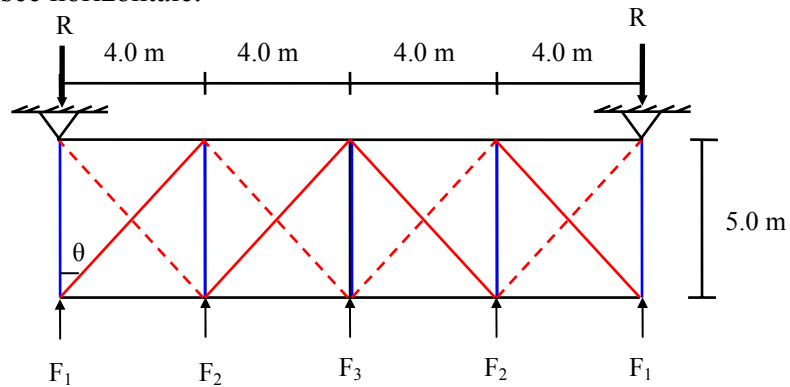
### 3.1.1- Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets:

$$\begin{aligned}F_1 &= \left( 60.5 \times \frac{6}{2} \times \frac{16}{8} \right) + \frac{1524}{8} = 553.5 daN \\ F_2 &= \left( 60.5 \times \frac{6.75}{2} \times \frac{16}{4} \right) + \frac{1524}{4} = 1197.8 daN \\ F_3 &= \left( 60.5 \times \frac{7.5}{2} \times \frac{16}{4} \right) + \frac{1524}{4} = 1288.5 daN\end{aligned}$$

### 3.2- Effort de traction dans les diagonales:

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.



Poutre au vent

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

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R$$

avec:

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 553.5 + 2 \times 1197.8 + 1288.5}{2} = 2395.55 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{4}{5} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{4}{5} = 38.7^\circ$$

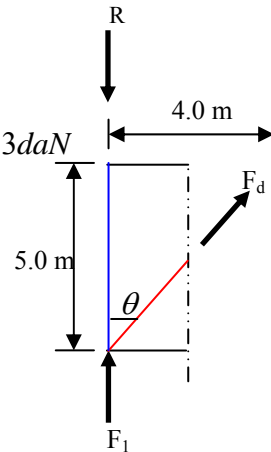
$$\text{d'où: } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{2395.55 - 553.5}{\cos 38.7^\circ} = 2360.3 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 3540.45 \text{ daN} = 35.4 \text{ KN}$$

### 3.3- Section de la diagonale:

Calcul de la section brute  $A$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$



$$A \geq \frac{N_{Sd} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{35,4 [kN] \times 1,1}{23,5 [kN/cm^2]} = 1,66 cm^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 45×45×5 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L45×45×5** ( $A = 4,30 cm^2$ )

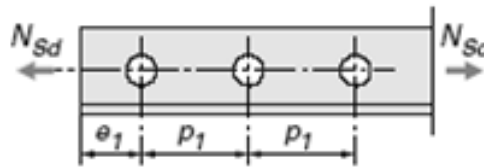
Section nette:  $A_{net} = 4,30 - 0,5 \times 1,3 = 3,65 cm^2$

**Vérification à la résistance ultime de la section:**

Cas de cornières assemblées par une seule aile:

Pour une attache avec deux boulons ou plus,

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$



Où  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe  $p_1$  des trous.

Tableau 1 – Coefficients minorateurs $\beta_2$ et $\beta_3$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) $\beta_2$	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) $\beta_3$	0,5	0,7

**Exemple:**

Attache de 3 boulons et plus:  $p_1 = 100 mm$  ;  $e_1 = 25 mm$

$$p_1 = 100 mm > 5,0 d_0 = 5 \times 13 = 65 mm$$

$d_0 = 13 mm$  : diamètre des trous

Donc:  $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358 daN$$

$$N_{Sd} = 3540 daN < N_{u,Rd} = 7358 daN \dots\dots\dots OK.$$

**Conclusion:**

Une cornière isolée de **45x45x5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

**4- Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:**

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

**Flexion composée déviée (biaxiale):**

**Vérification de la section à la résistance:**

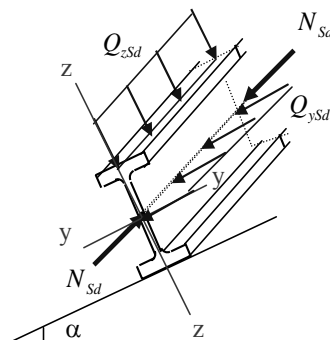
**Section de classe 1 et 2:**

$$\left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \text{ avec } \beta \geq 1.0$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$



$$A_w = A - 2b.t_f \quad (\text{aire de l'âme})$$

$$a = \min(A_w / A; 0.5)$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} ; N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

**Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire:**

**Flexion déviée: (voir calcul des pannes)**

$$G = 47 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$N = 136 \text{ daN} / \text{ml}$$

**Compression: (voir calcul des contreventements)**

$$V = F_2 = 1197.8 \text{ daN}$$

**Combinaison de charge:**

$$1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{Sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{Sd} = 1.35V$$

$$Q_{Sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 \times 47 + 1.35 \times 136 = 247.1 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$Q_{z.Sd} = Q_{Sd} \cos \alpha = 242.9 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} l^2}{8} = 759.1 \text{ daNm}$$

$$Q_{y.Sd} = Q_{Sd} \sin \alpha = 45.5 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$M_{z.Sd} = \frac{Q_{y.Sd} (l/2)^2}{8} = 35.5 \text{ daNm}$$

$$N_{Sd} = 1.35V = 1.35 \times 1197.8 = 1617.1 \text{ daN}$$

**Caractéristiques géométriques de l'IPE 120:**

$$W_{el.y} = 53\text{cm}^3 \quad ; \quad W_{el.z} = 8.64\text{cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 60.7\text{cm}^3 \quad ; \quad W_{pl.z} = 13.6\text{cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} f}{\gamma_{M1}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8\text{daNm}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} f}{\gamma_{M1}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54\text{daNm}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 2350}{1.1} = 28200\text{daN}$$

**Incidence de l'effort tranchant:**

Si:  $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd} \rightarrow$  Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

**Remarque:**

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

**Incidence de l'effort normale:**

Si  $N_{Sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0})$  : Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 28200 = 7050\text{daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 13.2 - 2 \times 6.4 \times 0.63 = 5.136\text{cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 5.136 \times 2350 / 1.1 = 5486.2\text{daN}$$

$$N_{Sd} = 1617.1\text{daN} < \text{min}(7050; 5486.2) = 5486.2\text{daN} :$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique:

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd}$$

$$M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd}$$

La formule de vérification est la suivante:

$$\left( \frac{M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\text{Où: } \alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n = 5 \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} = 5 \times \frac{1617.1}{7050} = 1.14 \approx 1.0$$

$$\left( \frac{759.1}{1296.8} \right)^2 + \left( \frac{35.5}{290.54} \right)^1 = 0.46 \leq 1.0 \dots\dots\dots\text{OK.}$$

**Vérification de l'élément aux instabilités (Déversement et Flambement):**

Déversement= Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

**Semelle supérieure:**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

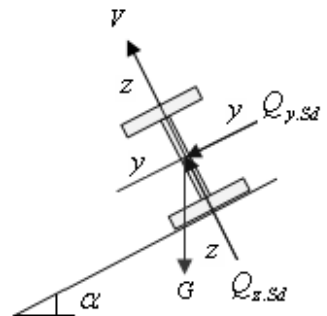
**Semelle inférieure:**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre tout au long de sa portée.

**Combinaison à l'ELU:**

$G - 1.5V$

$Q_{z.Sd} = G \cos \alpha - 1.5V$   
 $Q_{y.Sd} = 1.35G \sin \alpha$   
 $N_{Sd} = 1.5V'$



avec:

$G = 47 daN / ml$  : Charge

permanente

$V = -133.62 daN / ml$  : Vent de soulèvement (voir calcul des pannes)

$V' = 1197.8 daN$  : Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

**Charge de flexion: voir calcul des pannes**

$Q_{z.Sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 47 \cos 10.62 - 1.5 \times 133.62 = -154.23 daN / ml$

↑ (Soulèvement).

$Q_{y.Sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 47 \sin 10.62 = 11.7 daN / ml \leftarrow$

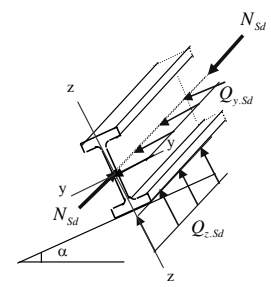
$M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} l^2}{8} = \frac{-154.23 \times 5.0^2}{8} = -482 daNm$

$M_{z.Sd} = \frac{Q_{y.Sd} (l/2)^2}{8} = \frac{11.7 \times 2.5^2}{8} = 9.14 daNm$

**Charge de compression:  
(voir calcul des contreventements)**

$V' = F_2 = 1197.8 daN$

$N_{Sd} = 1.5V' = 1.5 \times 1197.8 = 1797.7 daN$



Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes:

**Flexion déviée composée avec risque de flambement:**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

**Flexion déviée composée avec risque de déversement**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

Où:

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{avec} \quad k_z \leq 1.5$$

$\beta_{My}$ ,  $\beta_{Mz}$  et  $\beta_{MLT}$  sont des facteurs de moments uniformes équivalents pour le flambement par rapport à l'axe des y et z et le déversement respectivement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie:  $\beta_{My} = \beta_{MLT} = 1.3$

**Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{\min}$  :**

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

**Flambement par rapport à l'axe fort yy**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

**Flambement par rapport à l'axe faible zz**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}$$

Avec:  $\beta_A = 1.0$  pour les sections de classes 1,2, et 3.

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{4.90} = 102 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{250}{1.45} = 172.4$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{102}{93.9} \right) = 1.086 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left( \frac{172.4}{93.9} \right) = 1.836$$

**Courbe de flambement:**

$$h/b = 120/64 = 1.875 > 1.2$$

Axe de flambement  $y - y \rightarrow$  courbe de flambement  $a$   
 $\alpha_y = 0.21$

Axe de flambement  $z - z \rightarrow$  courbe de flambement  $b$   
 $\alpha_z = 0.34$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(1.086 - 0.2) + 1.086^2] = 1.183$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.183 + [1.183^2 - 1.086^2]^{0.5}} = 0.605$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(1.836 - 0.2) + 1.836^2] = 2.463$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.463 + [2.463^2 - 1.836^2]^{0.5}} = 0.243$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \chi_z = 0.243$$

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

avec:

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$  pour les sections soudées

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$  : L'élancement réduit pour le déversement

avec:  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$\lambda_{LT}$  : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou H (voir annexe F) Eurocode:

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**IPE 120:**  $i_z = 1.45\text{cm}$  ;  $h = 12\text{cm}$  ;  $t_f = 0.63\text{cm}$

$L = 250\text{cm}$  : longueur libre entre maintien latéraux (présence d'un lierne)

$$\lambda_{LT} = \frac{250/1.45}{1.88^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{250/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 83.7$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5} = \frac{83.7}{93.9} = 0.89$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.89 - 0.2) + 0.89^2 \right] = 0.968$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[ \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{0.968 + \left[ 0.968^2 - 0.89^2 \right]^{0.5}} = 0.74$$

**Calcul des coefficients  $k$** 

$$\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot Af_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.836 \times 1.3 - 0.15 = 0.208 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.208 \times 2604.6}{0.243 \times 13.2 \times 2350} = 0.928$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot Af_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = 1.086(2 \times 1.3 - 4) + \frac{60.7 - 53}{53} = -1.375$$

$$k_y = 1 - \frac{-1.375 \times 2604.6}{0.605 \times 13.2 \times 2350} = 1.190 \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{avec} \quad \mu_z \leq 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot Af_y} \quad \text{avec} \quad k_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = 1.836(2 \times 1.3 - 4) + \frac{13.6 - 8.64}{8.64} = -1.996$$

$$k_z = 1 - \frac{-1.996 \times 2604.6}{0.243 \times 13.2 \times 2350} = 1.689$$

**Vérification au flambement:**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1797.7}{0.243 \times 28200} + \frac{1.190 \times 482}{1296.8} + \frac{1.689 \times 9.14}{290.54}$$

$$= 0.262 + 0.442 + 0.053 = 0.76 < 1.0 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

**Vérification au déversement:**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z.Sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1797.7}{0.243 \times 28200} + \frac{0.928 \times 482}{0.74 \times 1296.8} + \frac{1.689 \times 9.14}{290.54}$$

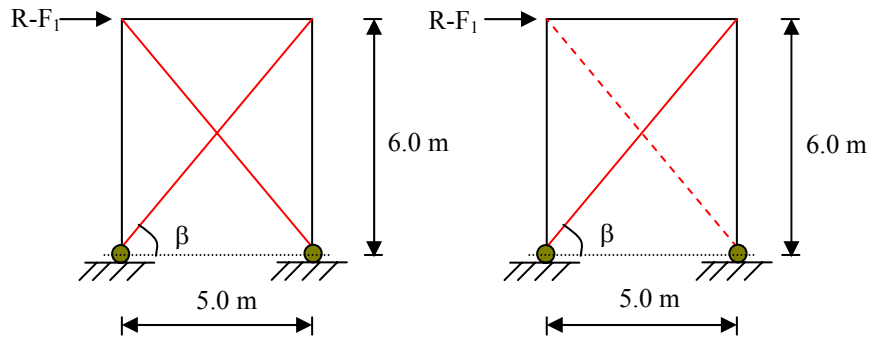
$$= 0.262 + 0.466 + 0.053 = 0.78 < 1.0 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

**Conclusion:**

Le profilé choisi **IPE 120** est adéquat comme panne de toiture.

**5- Calcul de la palée de stabilité en long pan:**

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



Palée de stabilité en long pan

**Par la méthode des coupures:**

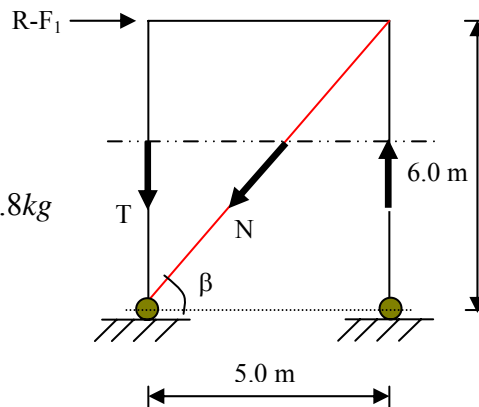
**Effort de traction dans la diagonale tendue:**

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

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{6}{5} = 1.2$$

$$\beta = \arctg 1.2 = 50.2^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{1842.1}{\cos 50.2} = 2877.8 \text{ kg}$$



**Section de la diagonale:**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 \times 2877.8 = 4316.7 \text{ kg} \approx 4317 \text{ daN}$$

$$1 \text{ daN} = 10 \text{ N} \approx 1 \text{ kgf}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4317 [\text{daN}] \times 1.1}{2350 [\text{daN} / \text{cm}^2]} = 2.022 \text{ mm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **45×45×5** avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **L45×45×5** ( $A = 4.30\text{cm}^2$ )

Section nette:  $A_{net} = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65\text{cm}^2$

**Vérification à la résistance ultime de la section:**

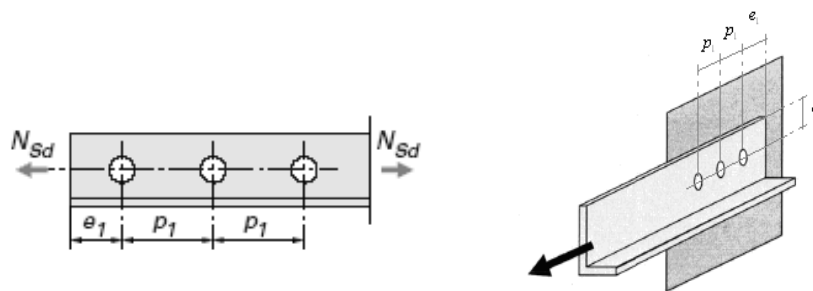
Cas de cornières assemblées par une seule aile:

Attache de 3 boulons et plus

$$p_1 = 100\text{mm} ; e_1 = 25\text{mm}$$

$$p_1 = 100\text{mm} > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$$

$$d_0 = 13\text{mm} : \text{diamètre des trous} ; \text{donc: } \beta = \beta_3 = 0.7 \text{ (tableau 1)}$$



$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358\text{daN}$$

$$N_{sd} = 4317\text{daN} < N_{u,Rd} = 7358\text{daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Conclusion:**

Une cornière isolée de **45×45×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

Le moment d'inertie de la poutre équivalente est déterminé d'une manière approximative à l'aide de la formule suivante :

$$I_t = (I_{\text{sup}} + S_{\text{sup}} \cdot v_{\text{sup}}^2 + I_{\text{inf}} + S_{\text{inf}} \cdot v_{\text{inf}}^2)$$

avec :

$S_{\text{sup}}$  et  $S_{\text{inf}}$  : aire de section des membrures supérieure et inférieure de la ferme respectivement.

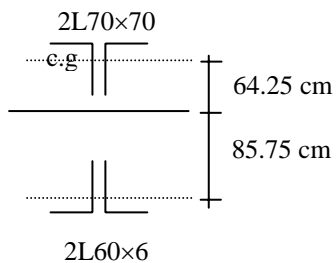
$v_{\text{sup}}$  et  $v_{\text{inf}}$  : les distances entre le centre de gravité (axe) de la ferme et les axes des membrures supérieure et inférieure à mi-travée.

### Position du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

Membrane supérieure :  $2L70 \times 70 \times 8$  ;  $I_x = 96.30 \text{cm}^4$  ;  
 $A = 21.22 \text{cm}^2$  ;  $y = 150 \text{cm}$

Membrane inférieure :  $2L60 \times 60 \times 7$  ;  $I_x = 52.50 \text{cm}^4$  ;  
 $A = 15.9 \text{cm}^2$  ;  $y = 0.0 \text{cm}$

$$y_G = \frac{21.22 \times 150 + 15.9 \times 0.0}{21.22 + 15.9} = 85.75 \text{cm}$$


$$v_{\text{sup}} = 150 - 85.75 = 64.25 \text{cm}$$

$$v_{\text{inf}} = 85.75 \text{cm}$$

$$I_t = 96.30 + 21.22 \times 64.25^2 + 52.50 + 15.9 \times 85.75^2 = 204660 \text{cm}^4$$

$$\text{D'où } k = \frac{I_t}{I_p} \times \frac{h}{l_t} = \frac{204660 \times 6.0}{16.0 \times 8356} = 9.18$$

sous vent extrême:

$$F = 1.75 \times 675 = 1181.3 \text{kg}$$

$$M_{V_e} = 1.75.M_{V_n} = 3544 \text{kgm}$$

$$N_{V_e} = 1.75.N_{V_n} = 443.1 \text{kg}$$

#### 4- Vérification des poteaux suivant les règles CM 66:

##### 4.1- Contrainte de compression:

L'effort  $N$  de compression revenant au poteau:

$$N_G = 168 \times \frac{16}{2} = 1344 \text{kg}$$

$$N_{N_n} = 340 \times \frac{16}{2} = 2720 \text{kg}$$

$$N_{V_n} = 253.2 \text{kg}$$

- sous la combinaison:  $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}\left(\frac{N_n}{2} + V_n\right)$

$$N = \frac{4}{3}N_G + \frac{17}{12}\left(\frac{N_{N_n}}{2} + N_{V_n}\right) = \frac{4}{3} \times 1344 + \frac{17}{12}\left(\frac{2720}{2} + 253.2\right)$$

$$= 4077.2 \text{kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4077.4}{53.80} = 76 \text{kg/cm}^2$$

- sous la combinaison:  $G + \frac{N_e}{2} + V_e$

$$N = N_G + \frac{N_{N_e}}{2} + N_{V_e} = 1344 + \frac{5}{3} \times \frac{1}{2} \times 2720 + 1.75 \times 253.2 = 4054 \text{kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4054}{53.80} = 75.4 \text{kg/cm}^2$$

On détermine d'abord le coefficient  $k_{d0}$  donné par la méthode simplifiée suivante en posant  $C = 1$  :

$k_{d0} = 1$	si	$\alpha \leq 0.25$
$k_{d0} = 1 + 2(\alpha - 0.25)^2$	si	$0.25 < \alpha < 0.75$
$k_{d0} = 2\alpha$	si	$\alpha \geq 0.75$

avec :

$$\alpha = \frac{l.h}{10^3 C.b.e} = \frac{200 \times 30}{10^3 \times 1.0 \times 15 \times 10.7} = 0.38$$

$l = 200\text{cm}$  (longueur libre = entre axe des lisses)

$h = 300\text{mm}$  (hauteur de la section IPE300)

$b = 150\text{mm}$  (largeur de la semelle)

$e = 10.7\text{mm}$  (épaisseur de la semelle)

$$0.25 < \alpha = 0.38 < 0.75$$

$$\Rightarrow k_{d0} = 1 + 2(\alpha - 0.25)^2 = 1 + 2(0.38 - 0.25)^2 = 1.04$$

$$\frac{M_e}{M_w} = \frac{4}{6} = 0.7$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + 0.7 + (0.7)^2 - 0.152(1 - 0.7)^2}} = 1.17$$

$$k_d = \frac{1.04}{1.17} + \frac{1.17 - 1}{5 \times 1.04} = 0.93 < 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{on prend : } k_d = 1.0$$

#### 4.4- Flambement :

La longueur de flambement équivalente (*CM66, art. 13,8-1,122*) est donnée par la formule simplifiée suivante :

secondaires (couvertures, étanchéité, bardages,...). Le déplacement  $\Delta$  de la partie haute du portique est donné par la relation suivante :

$$\Delta = \frac{\sigma_f \cdot h^2}{3 \times 10000 H} \left( 1 + \frac{1}{2k} \right)$$

$\sigma_f = \frac{M_{V_n}}{W_x} = \frac{2025}{557} = 3.64 \text{ g/mm}^2$  : contrainte de flexion due au vent.

$h$  : hauteur du poteau ( $h = 6m$ ).

$H$  : hauteur du profil du poteau ( $H = 30cm$ )

$$\Delta = \frac{3.64 \times 600^2}{3 \times 10000 \times 30} \left( 1 + \frac{1}{2 \times 9.18} \right) = 1.54cm$$

$$\Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{600}{400} = 1.5cm$$

$$\Delta \approx \Delta_{ad} \dots \dots \dots OK$$

Les calculs vont consister à :

1. Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b$  de compression du béton du massif de fondation.
2. Déterminer l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
3. Déterminer les boulons d'ancrages, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (encastrement), soit par un soulèvement au vent.

## 2- Pied de poteau articulé :

Les pieds de poteaux sont articulés quand leur mode de fixation leur permet de s'incliner sur leur base et de se déformer sans fendre ni fissurer le massif de fondation.

### 2.1- Surface de la platine :

Elle est déterminée par la condition suivante :

$$\sigma = \frac{N}{h_p b_p} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{voir (fig.2)}$$

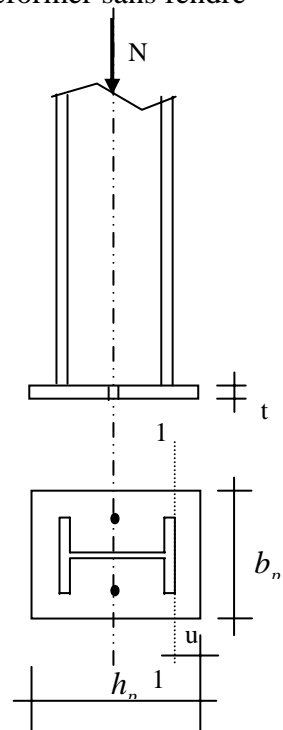
### 2.2- Epaisseur de la platine :

L'effort à droite de la ligne 1-1 (fig.2) est :

$$F = \sigma \cdot b_p \cdot u$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \frac{u}{2} = \sigma b_p \frac{u^2}{2}$$



(Fig.2) :Poteau articulé

et les valeurs courantes étant :

$$r = 3\phi \quad l_2 = 2\phi \quad l_1 = 20\phi$$

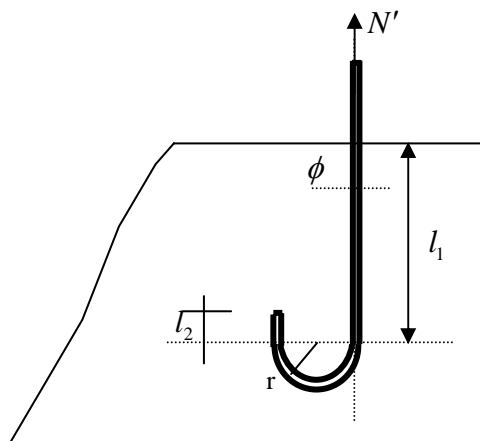


Fig.3 : Goujon d'ancrage

#### 4- Exemple d'application

Soit un poteau IPE 300, faisant partie du hangar étudié au chapitre précédent. Le poteau est articulé en pied (fig.4), et soumis aux sollicitations suivantes :

##### Charges permanentes:

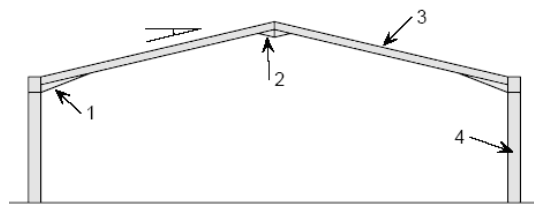
Couverture et accessoires de pose:.....	17.00 kg/m <sup>2</sup>
Pannes...(IPE 140).....	6.40 kg/m <sup>2</sup>
Ferme:...(voir étude des fermes).....	10.20 kg/m <sup>2</sup>
Poids total: $G = 17 + 6.40 + 10.2 =$	$33.6 \text{ kg/m}^2$

A fin de tenir compte du poids propre du poteau ainsi que d'éventuelle charge permanentes additionnelles telles que les

## 1- Introduction:

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux-fermes). Leurs utilisations sont par contre limitées à cause de leurs portées. ( $l \leq 40m$ ). Pour les portiques de longues portées, il est préférable pour des raisons économiques d'opter pour des poutres à treillis (fermes). Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Les traverses sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont généralement les plus économiques.



### Légende:

- 1- Renfort de jarret
- 2- Renfort de faîtiage
- 3- Traverse
- 4- Poteau

## 2- Les efforts sollicitant le portique:

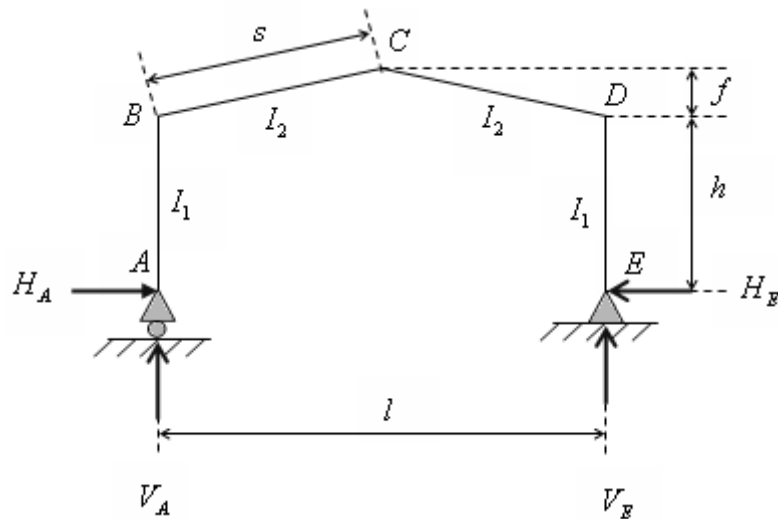
Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure elle-même, sont la neige et le vent, bien que dans certaines régions il faille également envisager les actions sismiques. Par ailleurs, pour certains bâtiments, les réseaux et équipements techniques et les finitions intérieures sont suspendus à l'ossature et aux éléments secondaires.

Lors de l'étude détaillée de l'ossature, il est habituel de supposer les pieds comme articulés et de concevoir des assemblages résistant en flexion au niveau du jarret, en particulier pour des structures à inertie variable. Il s'agit là d'un moyen plus fiable que d'utiliser des pieds encastés dans les fondations, en raison du manque de fiabilité de l'interface entre les fondations et le sol.

### 3- Calcul des efforts internes:

En utilisant les méthodes de calcul les plus appropriées pour le calcul des efforts internes telles que: la méthode des forces ou des déplacements, les logiciels informatiques comme: Robobat, Sap 2000, Staad Pro, Analysis, Portal, ect..

Dans notre cas, vue la simplicité de la structure on opte pour la méthode du formulaire d'RDM donné ci-dessous (voir aussi annexe 9)



$$k = \frac{\text{raideur\_rampant}}{\text{raideur\_bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s}$$

$$\varphi = \frac{f}{h}$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2$$

### 3.1- Charge verticale vers le bas:

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h}$$

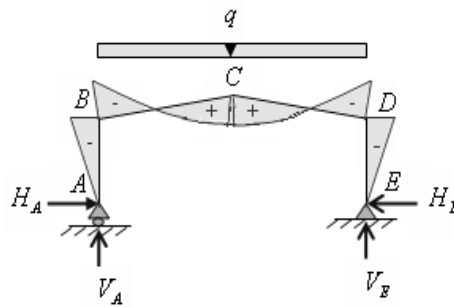
$$V_A = V_E = \frac{ql}{2}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8}$$

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta}$$

$$\gamma = 1 - \frac{(1+\varphi)(8+5\varphi)}{4\Delta}$$



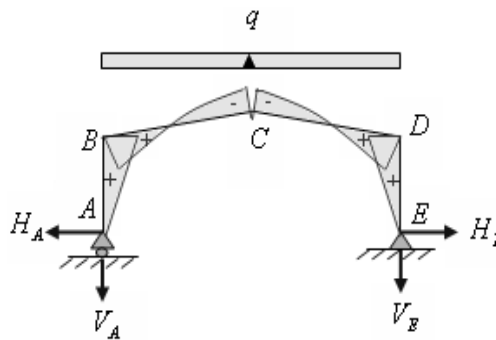
### 3.2- Charges verticales vers le haut: (Vent de soulèvement)

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2}$$

$$M_B = M_D = +\beta \frac{ql^2}{8}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8}$$



### 3.3- Vent horizontal (pression)

$$H_E = \delta \frac{qh}{2}$$

$$H_A = qh - H_E$$

$$V_A = -V_E = -\frac{qh^2}{2l}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2}$$

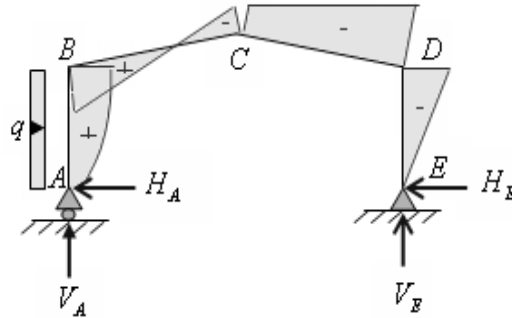
$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2}$$

$$\beta = 1 - \delta$$

$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\varphi}{8\Delta}$$

$$\gamma = \frac{(1 + \varphi)(5K + 12 + 6\varphi)}{8\Delta} - \frac{1}{2}$$



### 3.4- Vent horizontal (dépression)

$$H_A = \delta \frac{qh}{2}$$

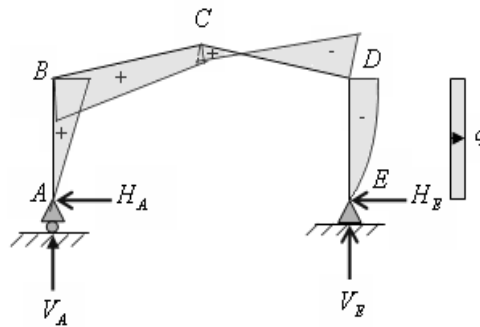
$$H_E = qh - H_A$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l}$$

$$M_D = \beta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_B = -\delta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2}$$



### 3.5- Effort horizontale en tête du poteau:

$$H_E = P - H_A$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[ 1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l}$$

$$M_B = \beta Ph$$

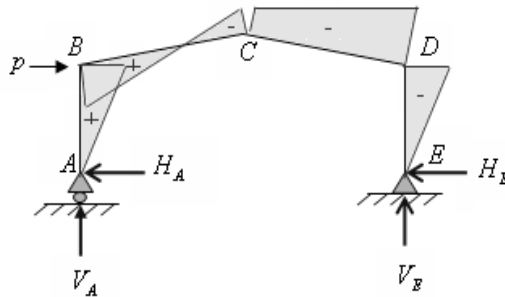
$$M_D = -\delta Ph$$

$$M_C = -\gamma Ph$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

$$\gamma = \frac{\phi}{2} \left[ 1 - \frac{(1+\phi)(3+2\phi)}{2\Delta} \right]$$

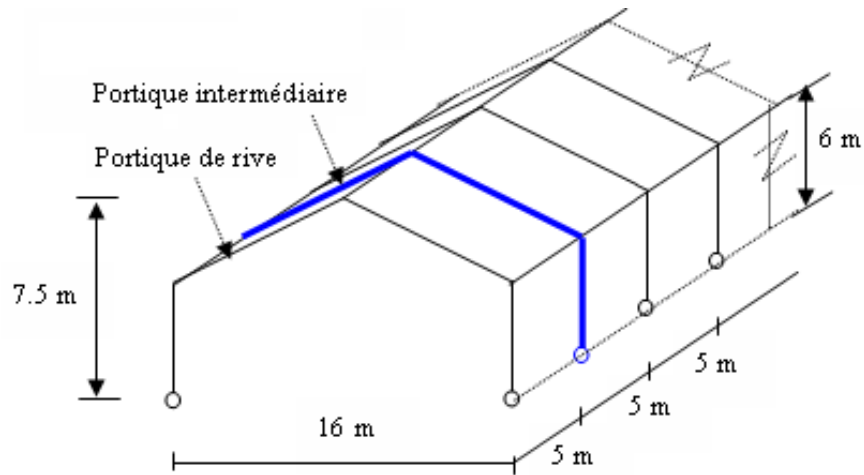


### 4- Exemple d'application:

Soit à calculer les poteaux d'un hangar dont l'ossature est formée de portiques de portée de 16 m, espacés de 5 m.

Les poteaux de 6.0 m de hauteur, sont articulés en pied et encasturé sur les traverses portant la couverture. Dans le sens perpendiculaire aux portiques les poteaux son fixés à des lisses (entre axe 2 m).

Les portiques doivent résister au poids de la couverture, à la neige et aux efforts du vent s'exerçant sur des éléments de façade butés au niveau du sol et au niveau des têtes de poteaux:



**1- Effet des charges verticales sur un portique:**

**1.1- Charges permanentes:**

Couverture et accessoires de pose:.....	17.00 kg/m <sup>2</sup>
Pannes:...(IPE 120).....	10.4kg/ml ≈ 5.2 kg/m <sup>2</sup>
Traverse:...(Estimée).....	12.00 kg/m <sup>2</sup>

Poids total:  $G = 17 + 5.2 + 12.0 = 34.2kg / m^2$

Entre axe des portiques est de 5m:

$$G = 34.2 \times 5.0 = 171kg / ml$$

**1.2- Effet de la neige: (voir CH.3)**

$N = 68kg / m^2$  ( par projection horizontale)

$$N = 68 \times 5 = 340kg / ml$$

### 1.3- Etude au vent (voir CH.2)

Vent Gauche/Droite: (le plus défavorable)

Grande face gauche « au vent »									
Parois verticales					Versants de toitures				
Zone	$C_e$	$C_i$	$P_h$ (kg/m <sup>2</sup> )	$P_h$ (kg/ml)	Zone	$C_e$	$C_i$	$P_h$ (kg/m <sup>2</sup> )	$P_h$ (kg/ml)
D	+0.8	+0.8	0	0	F	-1.506	+0.8	-122.8	-614
A	-1.0	+0.8	-96	-480	G	-0.975	+0.8	-94.5	-472.5
B	-0.8	+0.8	-85	-425	H	-0.431	+0.8	-65.5	-327.5
C	-0.5	+0.8	-69	-345	I	-0.356	+0.8	-61.5	-307.5
E	-0.3	+0.8	-58.5	-292.5	J	-0.694	+0.8	-79.5	-397.5

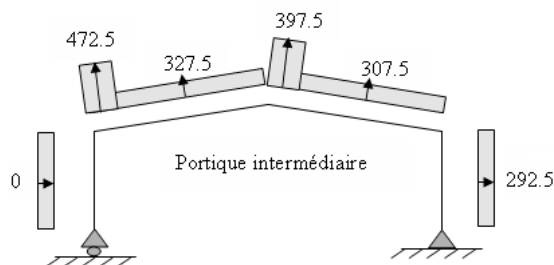
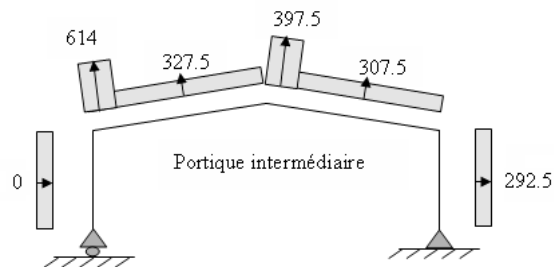
L'entre axe du portique est de 5m;

$$P_h [\text{kg} / \text{m}^2] \times \text{entreaxe} = P_h [\text{kg} / \text{ml}]$$

Convention de signe:

(+) pression; action du vent vers la paroi

(-) dépression; action du vent hors de la paroi



Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive et que la valeur de 109.2 est proche de 95.5.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

**Coefficient de pression équivalent:**

Versant gauche:  $C_{e,eq} = (C_{e,G} \times e/10 + C_{e,H} \times (l/2 - e/10))/l$

Versant droit:  $C_{e,eq} = (C_{e,J} \times e/10 + C_{e,I} \times (l/2 - e/10))/l$

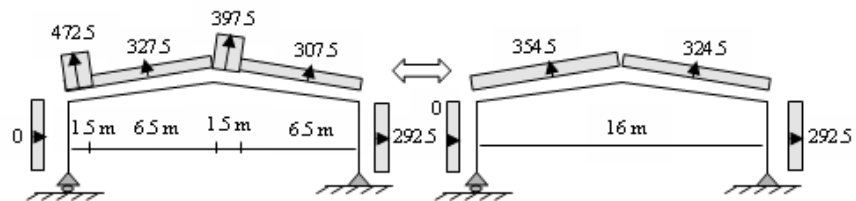
La charge du vent uniformément répartie équivalente se déduit de la même façon:

**Versant gauche**

$$\frac{472.5 \times 1.5 + 327.5 \times (8 - 1.5)}{8} = 354.7 \text{ kg/ml}$$

**Versant droit**

$$\frac{397.5 \times 1.5 + 307.5 \times (8 - 1.5)}{8} = 324.4 \text{ kg/ml}$$



Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont comparables, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

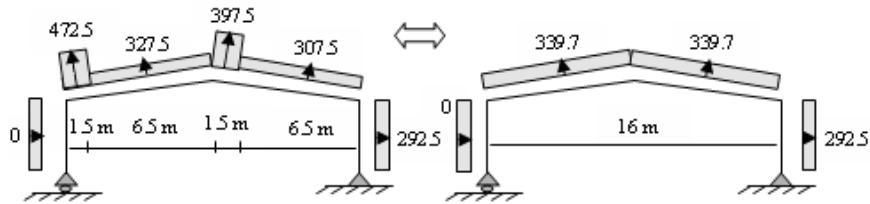
**Charge équivalente du vent:**

$$\frac{472.5 \times 1.5}{16} + \frac{327.5 \times 6.5}{16} + \frac{397.5 \times 1.5}{16} + \frac{307.5 \times 6.5}{16} = \frac{w \times 16}{16}$$

$$w = 339.5 \text{ kg/ml}$$

Ou bien:

$$w = \frac{354.7 + 324.4}{2} = 339.5 \text{ kg/ml}$$



**2- Calcul des efforts internes:**

On assume  $I_2 \approx I_1$

$$k = \frac{\text{raideur\_rampant}}{\text{raideur\_bequille}} = \frac{I_2 h}{I_1 s} = \frac{h}{s} = \frac{6}{8 / \cos 10.62} = \frac{6}{8.139} = 0.737$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.5}{6} = 0.25$$

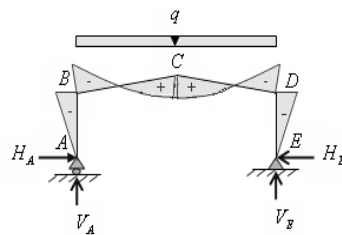
$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.737 + 3 + 3 \times 0.25 + 0.25^2 = 4.5495$$

**2.1- Charges verticales vers le bas: (Charges permanentes et surcharge de neige) Calcul sous la charge unitaire:  $q = 1.0 \text{ kg/ml}$**

$$\beta = \frac{8 + 5\varphi}{4\Delta} = \frac{8 + 5 \times 0.25}{4 \times 4.5495} = 0.5083$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi)$$

$$\gamma = 1 - 0.5083(1 + 0.25) = 0.3646$$



$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.5083 \times \frac{1.0 \times 16^2}{8 \times 6} = 2.71 \text{kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1.0 \times 16}{2} = 8.0 \text{kg}$$

$$\frac{ql^2}{8} = \frac{1.0 \times 16^2}{8} = 32 \text{kgm}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{ql^2}{8} = -0.5083 \times 32 = -16.27 \text{kgm}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0.3646 \times 32 = +11.67 \text{kgm}$$

### Résultats avec le logiciel ANALYSIS

$$M_B = M_D = -16.54 \text{kgm}$$

$$M_C = +11.88 \text{kgm}$$

### 2.2- Charges verticales vers le haut: (Vent de soulèvement)

Calcul sous la charge unitaire:  $q = 1.0 \text{kg} / \text{ml}$

$$H_A = H_E = \beta \frac{ql^2}{8h} = 0.5083 \times \frac{1.0 \times 16^2}{8 \times 6} = 2.71 \text{kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1.0 \times 16}{2} = 8.0 \text{kg}$$

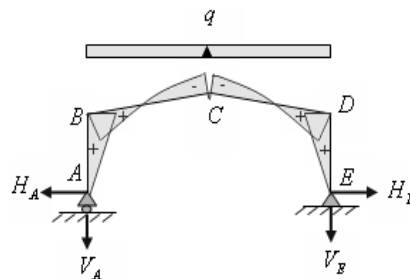
$$M_B = M_D = +\beta \frac{ql^2}{8} = +0.5083 \times 32 = +16.27 \text{kgm}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -0.3646 \times 32 = -11.67 \text{kgm}$$

**Résultats avec le logiciel  
ANALYSIS**

$$M_B = M_D = +16.54 \text{kgm}$$

$$M_C = -11.88 \text{kgm}$$



**2.3-Vent horizontal (pression) Calcul sous la charge  
unitaire:  $q = 1.0 \text{kg/ml}$**

$$H_E = \delta \frac{qh}{2}$$

$$H_A = qh - H_E$$

$$V_A = -V_E = -\frac{qh^2}{2l}$$

$$M_B = \beta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_D = -\delta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_C = -\gamma \frac{qh^2}{2}$$

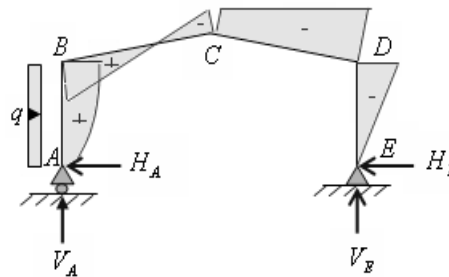
$$\delta = \frac{5K + 12 + 6\phi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0.737 + 12 + 6 \times 0.25}{8 \times 4.5495} = 0.4722$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.4722 = 0.5278$$

$$\gamma = \delta(1 + \phi) - \frac{1}{2} = 0.4722(1 + 0.25) - \frac{1}{2} = 0.0902$$

$$H_E = 0.4722 \times \frac{1.0 \times 6}{2} = 1.42 \text{kg}$$

$$H_A = 1.0 \times 6 - 1.42 = 4.58 \text{kg}$$



$$V_A = -V_E = \frac{1.0 \times 6^2}{2 \times 16} = 1.125 \text{ kg}$$

$$\frac{qh^2}{2} = \frac{1.0 \times 6^2}{2} = 18 \text{ kgm}$$

$$M_B = 0.5278 \times 18 = +9.5 \text{ kgm}$$

$$M_C = -0.0902 \times 18 = -1.62 \text{ kgm}$$

$$M_D = -0.4722 \times 18 = -8.50 \text{ kgm}$$

### Résultats avec le logiciel ANALYSIS

$$M_B = +9.5 \text{ kgm}$$

$$M_C = -1.62 \text{ kgm}$$

$$M_D = -8.50 \text{ kgm}$$

### 2.4- Vent horizontal (dépression)

$$H_A = \delta \frac{qh}{2} = 1.42 \text{ kg}$$

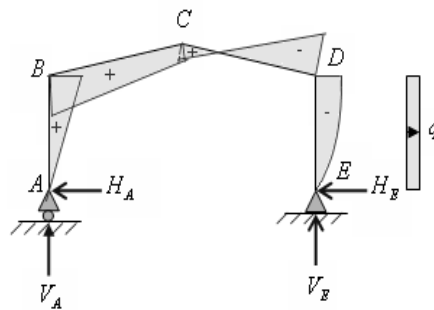
$$H_E = qh - H_A = 4.58 \text{ kg}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l} = 1.125 \text{ kg}$$

$$M_D = -\beta \frac{qh^2}{2} = -9.50 \text{ kgm}$$

$$M_B = \delta \frac{qh^2}{2} = +8.50 \text{ kgm}$$

$$M_C = \gamma \frac{qh^2}{2} = +1.62 \text{ kgm}$$



### Résultats avec le logiciel ANALYSIS

$$M_D = -9.5 \text{ kgm}$$

$$M_C = +1.62 \text{ kgm}$$

$$M_B = +8.50 \text{ kgm}$$

## 2.5- Tableaux récapitulatifs:

Efforts internes sous la charge unitaire  $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

		Réactions d'appuis (kg)			
Actions	$q$ (kg/ml)	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
$G$	1.0	+2.71	-2.71	+8.0	+8.0
$N$	1.0	+2.71	-2.71	+8.0	+8.0
V1 (Horizontale)	1.0	-1.42	-4.58	-1.125	+1.125
V2 (Soulèvement)	1.0	-2.71	+2.71	-8.0	-8.0

		Moments (kgm)		
Actions		$M_B$	$M_C$	$M_D$
$G$		-16.27	+11.67	-16.27
$N$		-16.27	+11.67	-16.27
V1 (Horizontale)		+8.50	+1.62	-9.50
V2 (Soulèvement)		+16.27	-11.67	+16.67

Efforts internes sous les charges actuelles

		Réactions d'appuis (kg)			
Actions	$q$ (kg/ml)	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
$G$	171	+463.41	-463.41	+1368	+1368
$N$	340	+921.4	-921.4	+2720	+2720
V1 (Horizontale)	292.5	-415.35	-1339.7	-329.1	+329.1
V2 (Soulèvement)	339.5	-920.05	+920.05	-2716	-2716
$V3 = V1 + V2$		-1335.3	-419.65	-3045.1	-2387

		Moments (kgm)		
Actions		$M_B$	$M_C$	$M_D$
$G$		-2782.2	+1995.6	-2782.2
$N$		-5531.8	+3967.8	-5531.8
V1 (Horizontale)		+2486.3	+473.9	-2778.8
V2 (Soulèvement)		+5523.6	-3962	+5523.6
$V3 = V1 + V2$		+8010	-3488.1	+2744.8

### Combinaisons à l'ELU

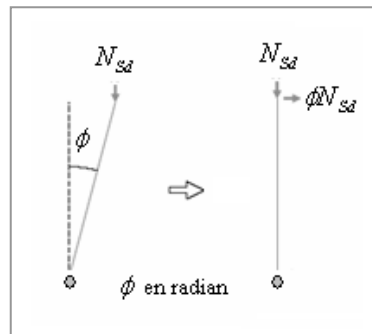
Combinaisons	Réactions d'appuis (kg)			
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
1.35G + 1.5N	+2007.7	-2007.7	+5926.8	+5926.8
1.35G + 1.35N + 1.35V3	+66.8	-2435.8	+1408	+2296.4
G + 1.5V3	-1539.5	-1092.9	-3199.65	-2212.5

Combinaisons	Moments (kgm)		
	$M_B$	$M_C$	$M_D$
1.35G + 1.5N	-12053.7	+8645.8	-12053.7
1.35G + 1.35N + 1.35V3	-410.4	+3341.7	-7518.4
G + 1.5V3	+9232.8	-3236.55	+1335

### 3- Calcul de l'imperfection géométrique globale:

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \phi N_{sd}$$



avec:

$H_{eq}$  : effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.

$N_{sd}$  : effort normal de compression dans le poteau.

$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$  : défaut initial d'aplomb

$\phi_0 = 1/200$  : est la valeur de base.

$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$  : est le coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur  $h$  applicable au poteau.

$\alpha_m = \sqrt{0.5(1+1/m)}$ : est le coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

$h = 7.5m$ : est la hauteur de la structure en mètre.

$m = 2$ : nombre de poteaux dans une file

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{7.5} = 0.730$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1+1/2)} = 0.866$$

$$\phi = 1/200 \times 0.730 \times 0.866 = 0.0032$$

### 3.1- Modélisation avec les imperfections:

#### Efforts en pied de poteaux aux ELU:

Combinaison ELU	Poteau 1	Poteau 2	Somme			
	$H_A$ (kN)	$V_A$ (kN)	$H_E$ (kN)	$V_E$ (kN)	$H$ (kN)	$V$ (kN)
<b>Comb 1</b>	+20.1	+59.3	-20.1	+59.3	<b>0.00</b>	+118.6
<b>Comb 2</b>	-1.38	+80.3	-22.3	+16.9	<b>-23.68</b>	+97.2
<b>Comb 3</b>	-17.7	-38.7	-8.7	-28.9	<b>-26.4</b>	-67.6

Combinaison ELU	$0.15V$	$ H  \geq 0.15 V $
<b>Comb 1</b>	<b>+17.79</b>	<b>Non</b>
<b>Comb 2</b>	<b>+14.58</b>	<b>Oui</b>
<b>Comb 3</b>	<b>-10.14</b>	<b>Oui</b>

Si:  $|H| \geq 0.15|V|$  Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer.

#### Remarque:

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 2 et 3 car la condition suivante:

$|H| \geq 0.15|V|$  est vérifiée.

### Effort équivalent en tête des poteaux:

Combinaison	Poteau 1		Poteau 2	
	$N_{Sd}$ (kN)	$H_{eq} = \phi N_{Sd}$ (kN)	$N_{Sd}$ (kN)	$H_{eq} = \phi N_{Sd}$ (kN)
Comb 1: 1.35G + 1.5N	+59.3	0.19	+59.3	0.19

### 3.2- Calcul des efforts internes additionnels:

#### Effort horizontal en tête du poteau:

$$P = 2 \times 0.19 = 0.38 \text{ KN}$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[ 1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.38}{2} \left[ 1 + \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.55} \right] = 0.21 \text{ KN}$$

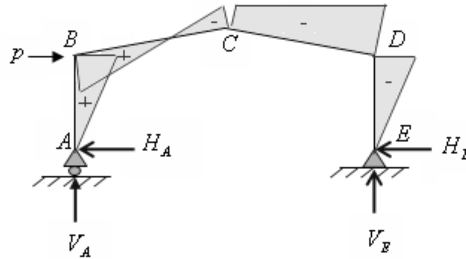
$$H_E = P - H_A = 0.38 - 0.21 = 0.17 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{l} = -\frac{0.38 \times 6}{16} = -0.14 \text{ KN}$$

$$M_B = +\beta Ph = +0.5480 \times 0.38 \times 6 = +1.25 \text{ KNm}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.4519 \times 0.38 \times 6 = -1.03 \text{ KNm}$$

$$M_C = -\gamma Ph = -0.0649 \times 0.38 \times 6 = -0.15 \text{ KNm}$$



$$\beta = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.55} \right] = 0.5480$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{\phi(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{0.25(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.55} \right] = 0.4519$$

$$\gamma = \frac{\phi}{2} \left[ 1 - \frac{(1+\phi)(3+2\phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.25}{2} \left[ 1 - \frac{(1+0.25)(3+2 \times 0.25)}{2 \times 4.55} \right] = 0.0649$$

### Résultats avec le logiciel ANALYSIS

$$M_D = -1.03 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.15 \text{ KNm}$$

$$M_B = +1.25 \text{ KNm}$$

### 3.3- Combinaisons à l'ELU avec prise en compte de $H_{eq}$ :

Combinaisons	Réactions d'appuis (kN)			
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
1.35G + 1.5N	+20.1	-20.1	+59.3	+59.3
P	-0.21	-0.17	-0.14	+0.14
1.35G + 1.5N + P	+19.89	-20.27	+59.16	+59.44
1.35G + 1.35N + 1.35V3	+0.7	-24.4	+14.1	+23.0
G + 1.5V3	-15.4	-10.3	-32.0	-22.12

Combinaisons	Moments (kNm)		
	$M_B$	$M_C$	$M_D$
1.35G + 1.5N	-120.5	+86.4	-120.5
P	+1.25	-0.15	-1.03
1.35G + 1.5N + P	-119.25	+86.25	-121.53
1.35G + 1.35N + 1.35V3	-4.1	+33.4	-75.2
G + 1.5V3	+92.33	-32.36	+13.35

### 4- Choix de la méthode d'analyse:

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$ .

Si  $\alpha_{cr} \geq 10$  Structure rigide: analyse élastique au 1<sup>er</sup> ordre.

Si  $\alpha_{cr} < 10$  Structure souple: analyse élastique avec prise en compte des effets du 2<sup>ème</sup> ordre.

Si  $\alpha_{cr} \geq 15$  Structure rigide: analyse plastique

#### 4.1- Détermination du facteur d'éloignement critique minimum $\alpha_{cr}$ :

Dans le cas des portiques à faible pente, le coefficient d'éloignement critique  $\alpha_{cr}$  peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_H} \times \frac{h}{V}$$

avec:

$H$  : Action horizontale totale

$V$  : Action verticale totale

$\delta_H$  : déplacement horizontal

$h = 6.0m$  : hauteur du poteau

$$\alpha_{cr} = \frac{10}{39.14} \times \frac{6000}{118.6} = 16.7$$

**Ou bien par la relation suivante:**

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[ \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3R) \left( \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}} \right) \right]$$

$N_{sd,t}$  : effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2}$  : effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$  : effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2}$  : effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{I_1 s}{I_2 h} = \frac{s}{h} = \frac{8.139}{6} = \frac{6}{8.139} = 1.356$$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16265.6}{600^2} = 9364.54 \text{ kN}$$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16265.6}{8.139^2} = 5089.2 \text{ kN}$$

Sous la combinaison:  $1.35G + 1.5N$

$$N_{sd,t} = 59.3 \sin 10.62 + 20.1 \cos 10.62 = 30.7 \text{ kN}$$

$$N_{sd,p} = 59.3 \text{ kN}$$

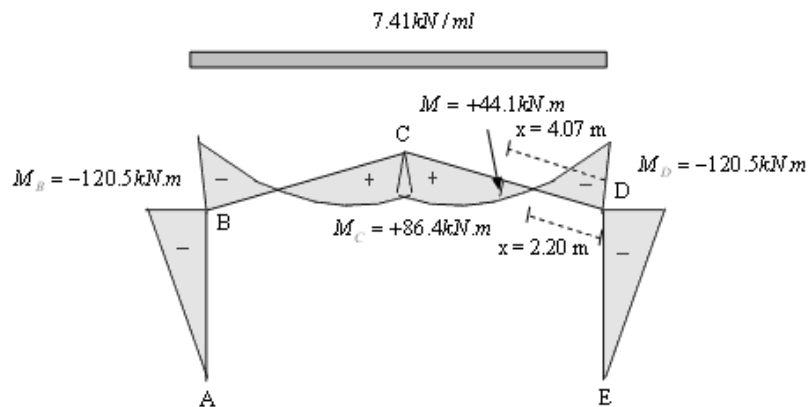
$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left[ \frac{30.7}{5089.2} + (4 + 3.3 \times 1.356) \left( \frac{59.3}{9364.54} \right) \right] = 0.06 < 0.1$$

→ Structure rigide

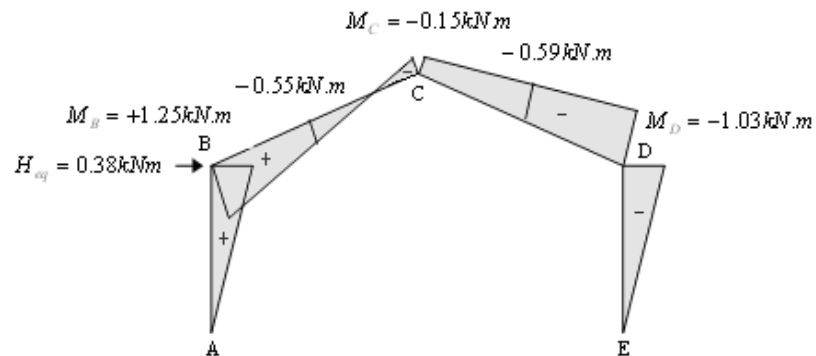
On opte pour la méthode élastique au 1<sup>er</sup> ordre.

### 5- Prédimensionnement de la traverse:

Moments sous la combinaison:  $1.35G + 1.5N$



**Moment sous la charge équivalente totale  $H_{eq}$  :**



**Les moments maximaux sollicitant la traverse:**

**Actions vers le bas: charges de gravités**

Sous la combinaison:  $1.35G + 1.5N + P$

- Aux appuis:  $M_D = -120.5 - 1.03 = -121.53 \text{ kNm}$
- Au faîtage:  $M_C = +86.4 - 0.15 = +86.25 \text{ kNm}$

**Actions vers le haut: vent de soulèvement**

Sous la combinaison:  $G + 1.5V3$

- Aux appuis:  $M_B = +92.33 \text{ kNm}$
- Au faîtage:  $M_C = -33.36 \text{ kNm}$

**Calcul préliminaire:**

$$M_{y.Sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y.Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{121.53 \times 1.1 \times 10^2}{23.50} = 568.86 \text{ cm}^3: \text{ Soit IPE 330}$$

$$W_{ply} = 804.3 \text{ cm}^3$$

**Remarque:**

Les profils choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

**5.1- Vérification de la traverse à l'ELS:**

**5.1.1- Vérification à la flèche:**

Le calcul de la flèche est réalisé au faîtage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de:  $G + N$

La flèche maximale au faîtage est donnée par la formule suivante:

$$y_{\max} = \frac{1}{384EI_y} (5ql^4 - 48M_B.l^2)$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 11766.9 \text{ cm}^4 \text{ ( IPE 330 )}$$

$$q = G + N = 1.71 + 3.40 = 5.11 \text{ kN/ml}$$

$$l = 16 \text{ m}$$

$$M_B = 83.14 \text{ KNm} \text{ sous la combinaison de service: } G + N$$

$$y_{\max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 11766.9} \times$$

$$(5 \times 5.11 \times 10^{-2} \times 1600^4 - 48 \times 83.14 \times 10^2 \times 1600^2) = 6.88 \text{ cm}$$

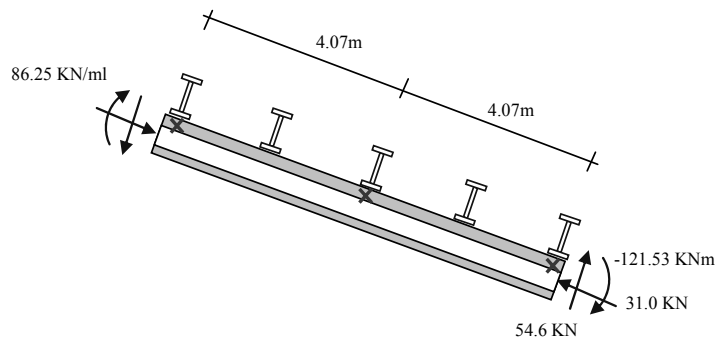
$$y_{\max} = 6.88 \text{ cm} < l/200 = 8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

**5.2- Vérification de la traverse à l'ELU:**

**5.2.1- Vérification à la résistance:**

**Bilan des efforts:**

$$M_{y.Sd} = 121.53 \text{ kNm}$$
$$N_{Sd} = 59.44 \sin 10.62 + 20.27 \cos 10.62 = 31.3 \text{ kN}$$
$$V_{z.Sd} = 59.44 \cos 10.62 - 20.27 \sin 10.62 = 54.6 \text{ kN}$$



**Classe de la section:**

Classe de la semelle: (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{160/2}{11.5} = 6.96 < 10 \quad (\text{Semelle de classe 1})$$

Classe de l'âme: (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w f_y} = \frac{31.3}{0.75 \times 23.5} = 1.77 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{27.1} \left( \frac{27.1 + 1.77}{2} \right) = 0.53 \quad \alpha > 0.5$$

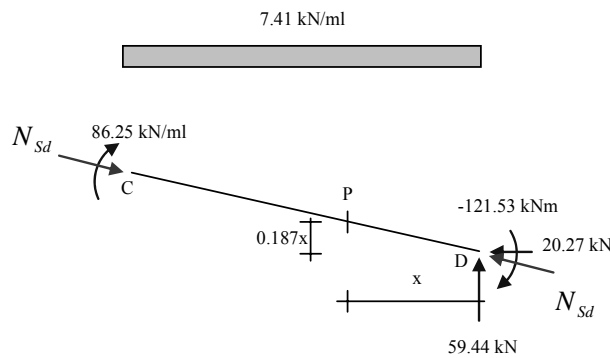
Pour les sections de classes 1:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad ; \quad \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.14$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1.0}{13 \times 0.53 - 1} = 67.23$$

36.14 < 67.23 (âme de classe 1)

La section en IPE 330 est de classe 1



**Vérification de la section à la résistance:**

**IPE 330**  $A = 62.6 \text{ cm}^2$   $W_{ply} = 804.3 \text{ cm}^3$

$\gamma_{M0} = 1.1$   $f_y = 23.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$

**Incidence de l'effort tranchant:**

Si:  $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow$  Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

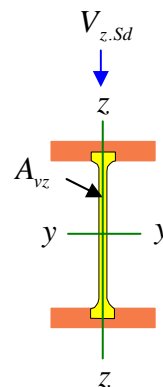
$$V_{z,Sd} = 54.6 \text{ kN}$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 30.8 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{30.8 (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 380 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,Sd}}{V_{plz,Rd}} = \frac{54.6}{380} = 0.11 < 0.50$$

$\rightarrow$  L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.



**Incidence de l'effort normale:**

Si  $N_{sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0})$ : Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 31.3 \text{KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62.6 \times 23.5}{1.1} = 1337.4 \text{kN}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 1337.4 = 334.4 \text{kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 62.6 - 2 \times 16 \times 1.15 = 25.8 \text{cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 25.8 \times 23.5 / 1.1 = 275.6 \text{kN}$$

$$N_{sd} = 31.3 \text{KN} < \text{min}(334.4; 275.6) = 275.6 \text{kN}$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

**Vérification de la section à la résistance:**

$$M_{y.Sd} \leq M_{c.Rd}$$

Section de classe 1

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 804.3 \times 23.5 / 1.1 = 17182.8 \text{kNm}$$

$$M_{y.Sd} = 121.53 \text{KN.m} < M_{ply.Rd} = 21771.7 \text{kNm} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

**5.2.2- Vérification de l'élément aux instabilités:**

**Action vers le bas:**

**Vérification au déversement:**

Déversement= Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

### Semelle supérieure:

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

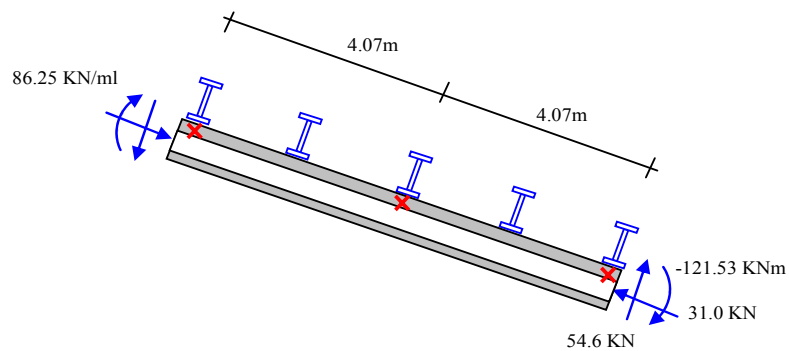
Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes:

### Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

### Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$



### Calcul du coefficient de réduction pour le flambement $\chi_{\min}$ :

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\alpha$  :facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique)

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

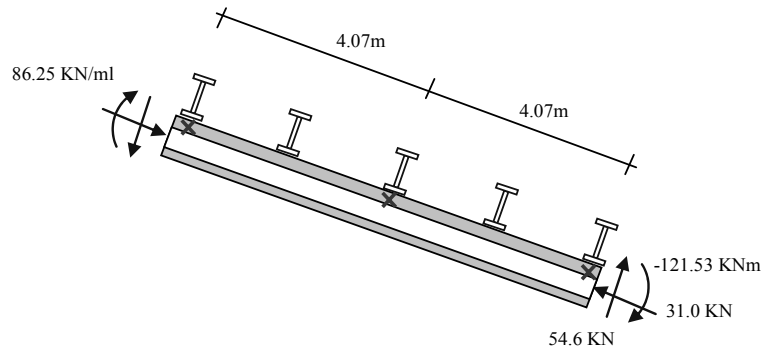
avec  $\beta_A = 1.0$  pour les sections de classes 1,2, et 3.

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

**Longueurs de flambements:**

$$l_y = \frac{800}{\cos 10.62} = 813.94 \text{ cm} \quad (\text{Moitié de la traverse})$$

$$l_z = \frac{400}{\cos 10.62} = 407 \text{ cm} \quad (\text{Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent})$$



**Les élancements:**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{813.94}{13.71} = 59.4 ; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{406.97}{3.55} = 114.64$$

**Les élancements réduits:**

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{59.4}{93.9} \right) = 0.63 ; \quad \bar{\lambda}_z = \left( \frac{114.64}{93.9} \right) = 1.22$$

**Courbes de flambements:**

$$h/b = 330/160 = 2.06 > 1.2$$

Axe de flambement  $y-y$  → courbe de flambement  $a$  ;

$$\alpha_y = 0.21$$

Axe de flambement  $z-z$  → courbe de flambement  $b$  ;

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.63 - 0.2) + 0.63^2 \right] = 0.744$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.744 + [0.744^2 - 0.63^2]^{0.5}} = 0.877$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[ 1 + 0.34(1.22 - 0.2) + 1.22^2 \right] = 1.417$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.417 + [1.417^2 - 1.22^2]^{0.5}} = 0.468$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \chi_z = 0.468$$

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

avec:

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$  pour les sections soudées

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} : \text{L'élanement réduit pour}$$

le déversement

$$\text{avec: } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\lambda_{LT}$  : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profils laminés en I ou H (voir annexe F) Eurocode

$$\chi_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**IPE 330:**  $i_z = 3.55cm$  ;  $h = 33cm$  ;  $t_f = 1.15cm$

$$L = \frac{400}{\cos 10.62} = 407cm$$

$L = 407cm$  : Maintien par les pannes reliées à la poutre au vent

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b}$$

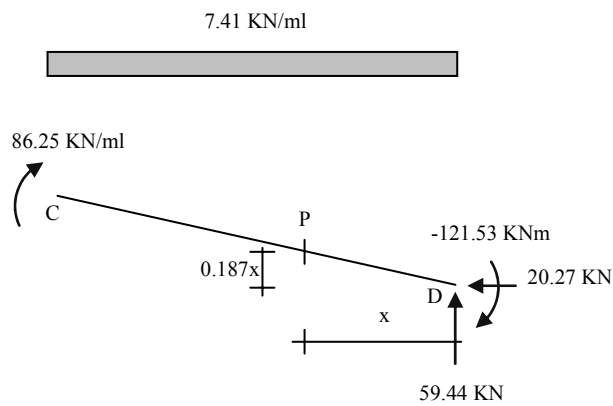
avec  $M_a < M_b$  Moments aux extrémités du tronçon.

$$-1.0 \leq \psi \leq 1.0$$

Calcul du moment au point quelconque P:

$$M_p = 59.44x - 121.53 - 20.27 \times 0.187x - 7.41x^2 / 2$$

$$M_p = 55.65x - 121.42 - 3.7x^2$$



$$M_a = M_p(x = 4.07m) = 55.65 \times 4.07 - 121.53 - 3.7 \times 4.07^2 = 43.6kNm$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{43.6}{-121.53} = -0.358$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \times (-0.358) + 0.52(-0.358)^2 = 2.44 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{407/3.55}{2.44^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{407/3.55}{33/1.15} \right)^2 \right]^{0.25}} = 63.4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{63.4}{93.9} = 0.675$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.675 - 0.2) + 0.675^2 \right] = 0.777$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.777 + [0.777^2 - 0.675^2]^{0.5}} = 0.860$$

**Calcul des coefficients  $k$  :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot Af_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

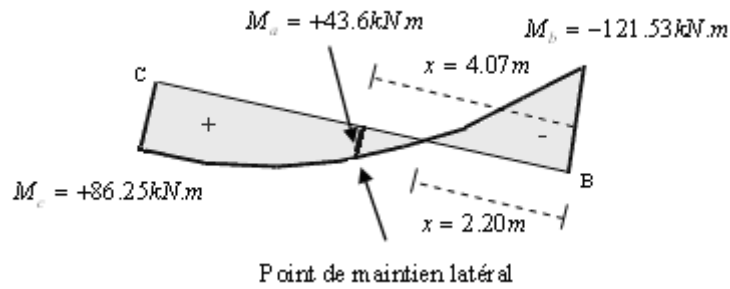
$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi$  facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7 \times (-0.358) = 2.05$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.22 \times 2.05 - 0.15 = 0.22 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.22 \times 31.3}{0.468 \times 62.6 \times 23.50} = 0.989$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot Af_y} \quad \text{avec} \quad k_y \leq 1.5$$



$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0.9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant yy.

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{86.25}{-121.53} = -0.709$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7 \times (-0.709) = 2.29$$

$$\Delta M = 121.53 + 86.25 = 207.8 \text{ kNm}$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.41 \times 8.0^2}{8} = 59.28 \text{ kNm}$$

$$\beta_{MQ} = 1.3 \quad \text{cas d'une charge uniformément répartie.}$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\psi}) = 2.29 + \frac{59.28}{207.8} (1.3 - 2.29) = 2.0$$

$$\mu_y = 0.63(2 \times 2 - 4) + \frac{804.3 - 713.1}{713.1} = 0.128 \quad \text{avec} \quad \mu_y \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{0.128 \times 31.3}{0.877 \times 62.6 \times 23.50} = 0.997 \quad \text{avec } k_y \leq 1.5$$

**Vérification au flambement:**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{31.3}{0.468 \times 1337.4} + \frac{0.997 \times 121.53}{171.83} = 0.05 + 0.71 = 0.76 < 1.0 \dots\dots \mathbf{OK}$$

**Vérification au déversement:**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{31.3}{0.468 \times 1337.4} + \frac{0.989 \times 121.53}{0.860 \times 171.83} = 0.05 + 0.81 = 0.86 < 1.0 \dots\dots \mathbf{OK}$$

### 5.2.3- Action vers le haut: ↑

**Semelle inférieure:**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur.

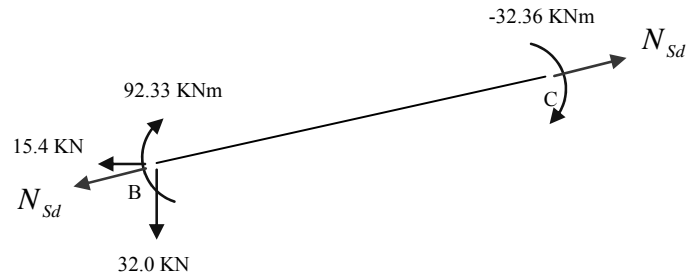
Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes:

**Bilan des efforts:**

$$M_{y.Sd} = 92.33 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = -32.0 \sin 10.62 - 15.4 \cos 10.62 = -21.03 \text{ kN (tension)}$$

$$V_{z.Sd} = -32.0 \cos 10.62 + 15.4 \sin 10.62 = -28.6 \text{ kN}$$



**Vérification au déversement:**

L'effort  $N_{sd}$  est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraignant quand l'effort de traction est négligeable.

La formule de vérification au déversement devient:

$$\frac{M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-33.26}{92.33} = -0.360$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \times (-0.360) + 0.52(-0.360)^2 = 2.45 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{407/3.55}{2.45^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{407/3.55}{33/1.15} \right)^2 \right]^{0.25}} = 63.3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{63.3}{93.9} = 0.674$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.674 - 0.2) + 0.674^2 \right] = 0.777$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.777 + [0.777^2 - 0.674^2]^{0.5}} = 0.859$$

$$\frac{92.33}{0.859 \times 171.83} = 0.62 < 1.0 \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Conclusion:**

Le profilé choisi **IPE 330** est adéquat comme traverse.

**6- Vérification des poteaux:**

**Bilan des efforts:**

$M_{y.Sd} = 121.53kNm$ $N_{Sd} = 59.44kN$ $V_{z.Sd} = 20.7kN$
---

**Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{min}$  :**

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z)$$

**Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique)**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}; \quad \beta_A = 1.0 \text{ pour les sections de classe 1,2 et 3.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^4}{23.50} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

$\alpha$  : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

**Remarque:**

L'ossature n'est pas sensible aux effets du second ordre ( $\alpha_{cr} = 16.7 \succ 10$ ). La longueur de flambement du poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale à la longueur d'épure:  $l_y = 6.0m$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{14.95} = 40.2 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{40.2}{93.9} = 0.428$$

**Courbe de flambement:**

$$h/b = 360/170 = 2.11 \succ 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ;

$$\alpha = 0.21$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.428 - 0.2) + 0.428^2] = 0.615$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.615 + [0.615^2 - 0.428^2]^{0.5}} = 0.946$$

**Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique):**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}; \quad \beta_A = 1.0 \text{ pour les sections de classes 1,2, et 3.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}; \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z}; \quad l_z = 2.0m \text{ (Entre axe des lisses)}$$

$$\lambda_z = \frac{200}{3.79} = 52.7; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52.7}{93.9} = 0.561$$

**Courbe de flambement:**

$$h/b = 360/170 = 2.11 > 1.2$$

Axe de flambement  $z-z \rightarrow$  courbe de flambement  $b$ ;

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.561 - 0.2) + 0.561^2] = 0.718$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.718 + [0.718^2 - 0.561^2]^{0.5}} = 0.857$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.946; 0.857) = 0.857$$

**Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{LT}$  :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

avec:

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les sections laminées

$\alpha_{LT} = 0.49$  pour les sections soudées

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} : \text{L'élanement réduit pour}$$

le déversement

$\beta_w = 1.0$  pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\text{avec: } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$\lambda_{LT}$  : élanement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profils laminés en I ou H (voir annexe F) Eurocode

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**IPE 360:**  $i_z = 3.79\text{cm}$  ;  $h = 36\text{cm}$  ;  $t_f = 1.27\text{cm}$

$L = 200\text{cm}$  : Maintiens latéraux (entre axe des lisses de bardage).

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b}$$

avec  $M_a < M_b$  Moments  
aux extrémités du tronçon le plus  
chargé.

$$-1.0 \leq \psi \leq 1.0$$

$$M_b = 121.53 \text{ kNm}$$

$$M_a = M_{y.Sd}(h = 4\text{m}) = \frac{121.53 \times 4}{6} = 81.02 \text{ kNm} = \frac{M_{y.Sd}(h = 4\text{m})}{4}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{81.02}{121.53} = 0.67$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \times 0.67 + 0.52 \times 0.67^2 = 1.175 < 2.7$$

On prend  $C_1 = 1.175$

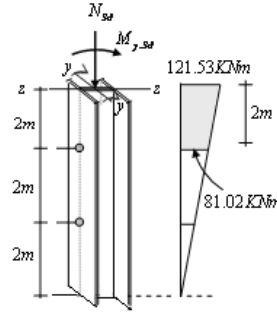
$$\lambda_{LT} = \frac{200/3.79}{1.175^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{200/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 46.77$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{46.77}{93.9} = 0.498$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + 0.21(0.498 - 0.2) + 0.498^2 \right] = 0.655$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.655 + [0.655^2 - 0.498^2]^{0.5}} = 0.925$$



**Calcul des coefficients  $k$  :**

**Calcul du coefficient  $k_{LT}$  :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{et} \quad k_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0.9$$

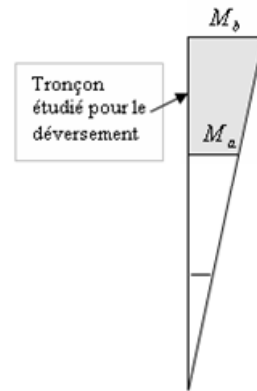
**Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{MLT}$  :**

**Cas de moment d'extrémité:**

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{81.02}{121.53} = 0.67$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7 \times 0.67 = 1.33$$



**Remarque:**

$\beta_{MLT}$  est le facteur de moment uniforme équivalent calculé pour le tronçon entre deux sections maintenues vis-à-vis du déversement et pour le diagramme de flexion par rapport à l'axe de forte inertie.

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.561 \times 1.33 - 0.15 = -0.038 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0.038 \times 59.44}{0.857 \times 72.7 \times 23.50} = 1.001 > 1.0$$

On prend  $k_{LT} = 1.0$

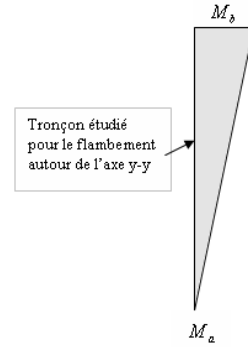
**Calcul du coefficient  $k_y$  :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A f_y}$$

avec  $k_y \leq 1.5$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec}$$

$$\mu_y \leq 0.9$$



**Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{My}$  :**

**Cas de moment d'extrémité:**

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{121.53} = 0$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8$$

**Remarque:**

Le facteur  $\beta_M$  doit être calculé en considérant le diagramme de moment fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien au flambement dans le plan considéré. Dans cette vérification, le tronçon de barre pour le calcul de  $\beta_{Mz}$  peut ne pas être le même que celui pour le calcul de  $\beta_{My}$ .

$$\mu_y = 0.428(2 \times 1.8 - 4) + \frac{1019.1 - 903.6}{903.6} = -0.043$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.043 \times 59.44}{0.946 \times 72.7 \times 23.50} = 1.002 \quad \text{avec } k_y \leq 1.5$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.7 \times 23.5}{1.1} = 1553.2 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019.1 \times 23.5}{1.1} = 21771.7 \text{ KNcm} = 217.72 \text{ KNm}$$

**Vérification au flambement:**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{59.44}{0.857 \times 1553.2} + \frac{1.002 \times 121.53}{217.72} = 0.04 + 0.56 = 0.60 < 1.0 \dots \text{OK}$$

**Vérification au déversement:**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{59.44}{0.857 \times 1553.2} + \frac{1.0 \times 121.53}{0.925 \times 217.72} = 0.045 + 0.603 = 0.65 < 1.0 \dots \text{OK}$$

**Conclusion:**

Le profilé choisi **IPE 360** est adéquat comme poteau.

## 1- Introduction:

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

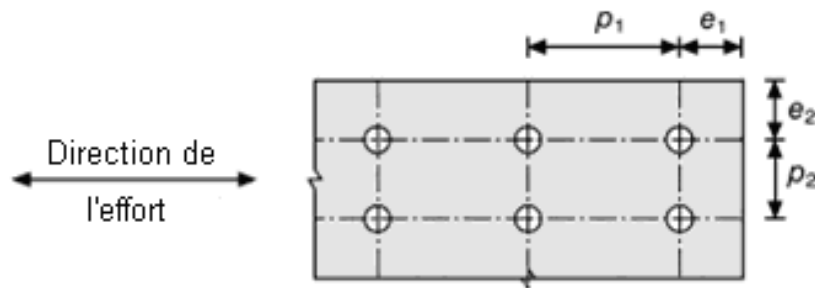
## 2- Dispositions constructives:

### 2.1- Positionnement des boulons:

Les distances entre les axes des boulons (entraxes  $p$ ), ainsi qu'entre les axes du boulon et les bords de la pièce (pince  $e$ ) (Fig.1), doivent être comprise entre certaines limites pour les raisons suivantes:

Valeurs minimales: pour faciliter la mise en place des boulons et pour éviter la rupture de la tôle lorsque la pince est trop faible.

Valeurs maximales: pour qu'il existe toujours un contact entre les pièces assemblées et limiter le risque de corrosion.



*Fig. 1: Disposition constructive des boulons*

L'Eurocode 3 donne les valeurs limites suivantes:

$$\begin{array}{l} e_1 \geq 1.2d_0 ; \quad p_1 \geq 2.2d_0 \\ e_2 \geq 1.5d_0 ; \quad p_2 \geq 3d_0 \end{array}$$

avec:

$d_0$  :diamètre du trou

$d_0 = d + 1mm$  pour les boulons  $\Phi 12$  et  $\Phi 14$ .

$d_0 = d + 2mm$  pour les boulons  $\Phi 16$  à  $\Phi 24$ .

$d_0 = d + 3mm$  pour les boulons  $\Phi 27$  et plus.

### 3- Boulons ordinaires:

Les boulons ordinaires sont fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone. Ils sont prévus pour être mis en oeuvre avec un serrage simple non contrôlée. La transmission des efforts se fait par obstacle (pression des boulons contre les trous des pièces assemblées par cisaillement des tiges).

#### 3.1- Vérification des boulons ordinaires à la sécurité

##### 3.1.1- Vérification à la traction:

$$N_{Sd} \leq F_{t.Rd}$$

Où :

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance à la traction}$$

##### 3.1.2- Vérification au cisaillement:

$$V_{Sd} \leq F_{v.Rd}$$

Où:

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{Mb}} : \text{Résistance au cisaillement par plan de cisaillement}$$

- Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon:

$\alpha_v = 0.6$  : pour les classes de boulons: 4.6, 5.6 et 8.8

$\alpha_v = 0.5$  : pour les classes de boulons: 4.8, 5.8 , 6.8 et 10.9

- Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon :  $\alpha_v = 0.6$

### 3.1.3- Vérification à la pression diamétrale:

$$V_{Sd} \leq F_{b.Rd}$$

Où :

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5\alpha \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance en pression diamétrale}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$A$  : aire de la section brute du boulon.

$A_s$  : aire de la section résistante en traction du boulon.

$d$  : diamètre du boulon.

$d_0$  : diamètre du trou.

$\gamma_{M2}$  : Coefficient partiel de sécurité pour les assemblages ( $\gamma_{M2} = 1.25$ ).

### 3.1.4- Assemblage sollicité simultanément au cisaillement et à la traction et:

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement  $V_{Sd}$  et de traction  $N_{Sd}$ , doivent satisfaire aux conditions suivantes:

$$\frac{V_{Sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{N_{Sd}}{1.4F_{t.Rd}} \leq 1.0$$

Où :

$N_{Sd}$  : valeur de calcul de l'effort de traction.

$F_{t.Rd}$  : résistance de calcul à la traction.

$V_{Sd}$  : valeur de calcul de l'effort de cisaillement.

$F_{v.Rd}$  : résistance de calcul au cisaillement.

**Valeur de la section résistante  $A_s$  des boulons à la traction :**

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

**Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier :**

Valeur de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

**4- Boulons précontraints:**

Un boulon HR (haute résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon.

Cette précontrainte développe, par frottement mutuelle des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement.

**Remarque:**

Lorsque le frottement entre les pièces assemblées est vaincu (cas de fortes charges), les pièces vont glisser les une par rapport aux autres et se mettre en contact avec la tige des boulons. L'assemblage résiste par cisaillement des boulons et pression diamétrale des tôles comme dans le cas de boulons ordinaires.

**Caractéristique mécanique des boulons:**

Appellation	$f_{ub} (N/mm^2)$	$f_{yb} (N/mm^2)$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

**4.1- Vérification à la sécurité:****4.1.1- Vérification au glissement:**

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$V_{Sd} \leq F_{s.Rd}$$

Où:

$V_{Sd}$  : Effort tranchant de calcul par boulon.

$F_{s.Rd}$  : est la résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint à haute résistance Elle doit être prise égale à:

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot F_{p.Cd}$$

Où:

$F_{p.Cd}$  : est la précontrainte de calcul,

$\mu$  : est le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface (Tableau)

$m$  : est le nombre de surfaces de frottements.

$k_s = 1.0$  pour les trous à tolérances normales à savoir:

1 mm pour les boulons  $\Phi 12$  et  $\Phi 14$ .

2 mm pour les boulons  $\Phi 16$  à  $\Phi 24$ .  
 3 mm pour les boulons  $\Phi 27$  et plus.

**L'effort de calcul de précontrainte  $F_{p.Cd}$  autorisé dans les boulons vaut:**

$$F_{p.Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

**Les coefficients de frottements:**

Le coefficient de frottement est pris généralement égal à 0.3 dans le cas de surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme (voir tableau ci-dessous).

**Coefficients de frottement selon l'Eurocode 3.**

Type de surface	Classe	$\mu$
Surface décapée par grenailage ou sablage <ul style="list-style-type: none"> <li>• avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion</li> <li>• métallisées par projection d'aluminium</li> <li>• métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc garantissant un coefficient de frottement <math>\mu \geq 0.5</math></li> </ul>	A	0.5
Surface décapée par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 mm	B	0.4
Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	C	0.3
Surfaces non traitées	D	0.2

**4.1.2-Vérification au cisaillement  $V_{sd}$  et à la traction  $N_{sd}$  :**

La résistance au glissement par boulon doit satisfaire la condition suivante:

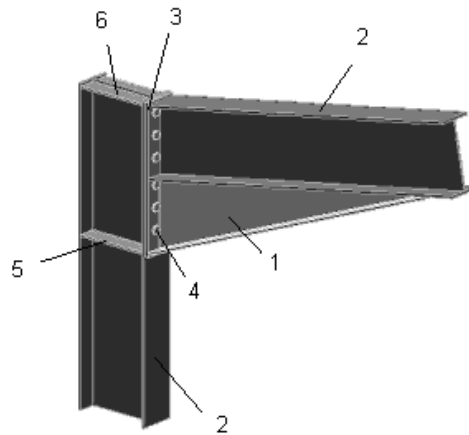
$$V_{sd} \leq F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{M2}} \cdot (F_{p.Cd} - 0.8 \cdot N_{sd})$$

## 5- Les différents types d'assemblages:

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faîtage et du pied de poteau.

### 5.1- Assemblage de rive:

Pour les assemblages de rive, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la Figure 1.



*Fig.1 : Assemblage typique de jarret dans un portique*

Légende : 1. Renfort de jarret ; 2. Profilé laminé à chaud  
3. Platine d'about ; 4. Boulons de classe 8.8 ou 10.9  
5. Raidisseur vis-à-vis de la compression si nécessaire  
6. Raidisseur vis-à-vis de la traction si nécessaire

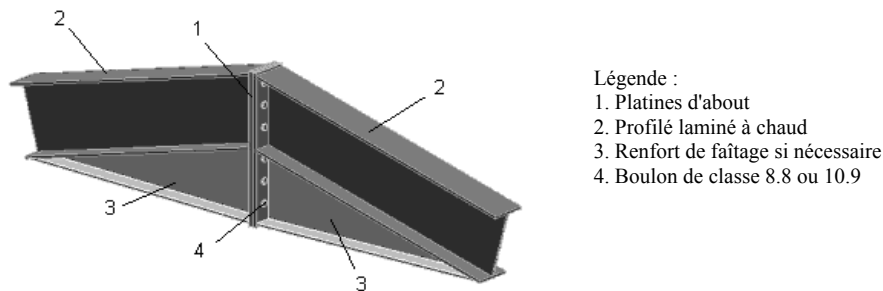
Le renfort de jarret doit remplir les fonctions suivantes:

- Augmenter la résistance à la flexion de la traverse au niveau du moment le plus élevé, pour pouvoir ainsi utiliser une traverse de plus petite taille.
- Fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse/poteau, pour que l'assemblage soit efficace. La hauteur du renfort est souvent déterminée par le bras de levier requis au niveau des boulons afin d'obtenir la résistance à la flexion nécessaire.

Il est généralement préférable d'utiliser des découpes de profilés laminés et il est pratique d'utiliser un profilé similaire au poteau ou à la traverse, bien que des considérations de stabilité et d'assemblage puissent influencer sur sa dimension définitive

### 5.2- Assemblage du faîtage:

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de la même manière que l'assemblage au niveau du jarret (voir la Figure 2). Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16 m), l'assemblage du faîtage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

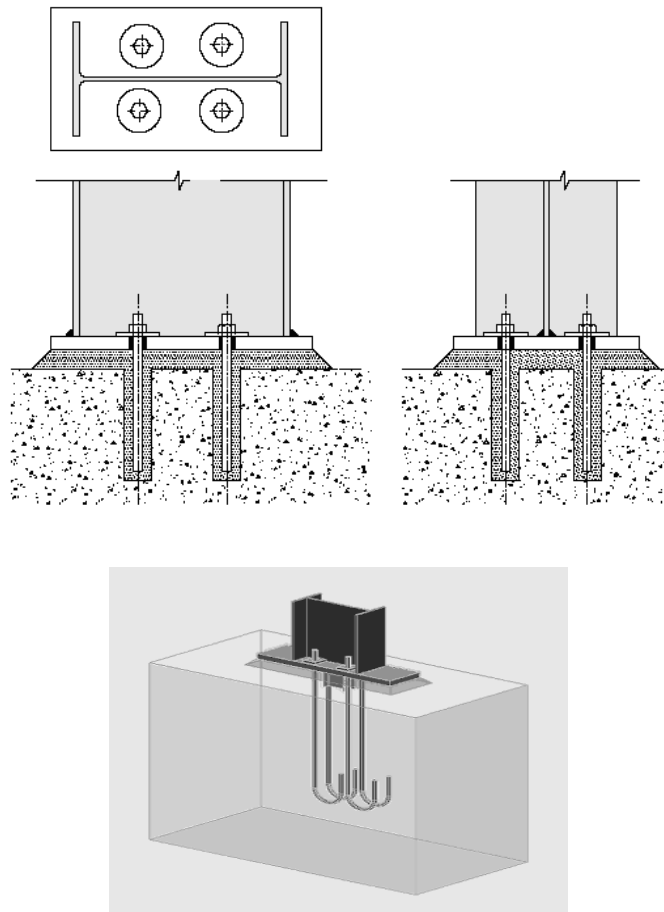


*Fig.2 : Assemblage typique de faîtage dans un portique*

### 5.3- Assemblage du pied de poteau:

Le pied du poteau de portique est souvent conçu de la façon la plus simple possible, avec de plus grandes tolérances, pour faciliter l'interface entre les ouvriers du béton et ceux de la charpente métallique. Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possible. Il est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux. Il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés, mais seulement s'il existe des informations fiables sur les caractéristiques du sol. Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage (Fig.3) pour des raisons de

sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.



*Fig.3: Exemples types d'assemblages de type articulé dans un portique*

## **6- Exemple d'application:**

### **6.1- Calcul de l'assemblage de rive:**

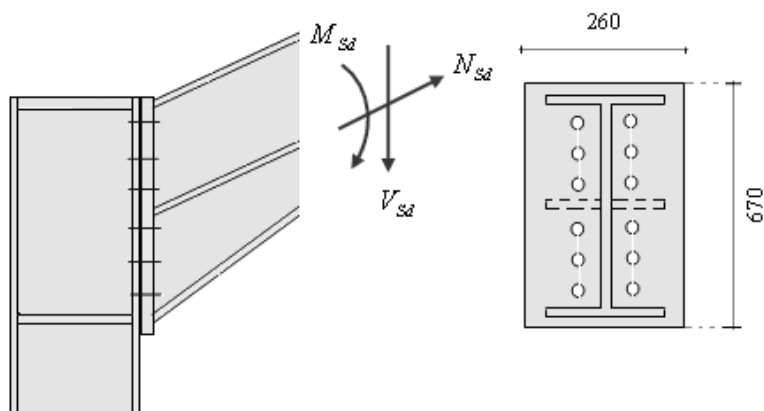
Soit un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, selon la figure ci-dessous. La platine à une épaisseur de 20 mm et le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$ .

Sachant que la poutre et le jarret sont en IPE 330 et le poteau en IPE 360, vérifier l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes:

$$M_{sd} = 121.53 \text{ kNm},$$

$$V_{sd} = 59.44 \text{ kN},$$

$$N_{sd} = 20.7 \text{ kN}.$$



**Solution:**

Platine de 670 × 260 × 20

Le moment résistant  $M_{Rd}$  de l'assemblage est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situées dans la zone tendue (définie par la distance  $x$ ) par leurs distances respectives  $d_i$  au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée qui est aussi le centre de rotation).

**Calcul de la hauteur de la partie comprimée:**

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

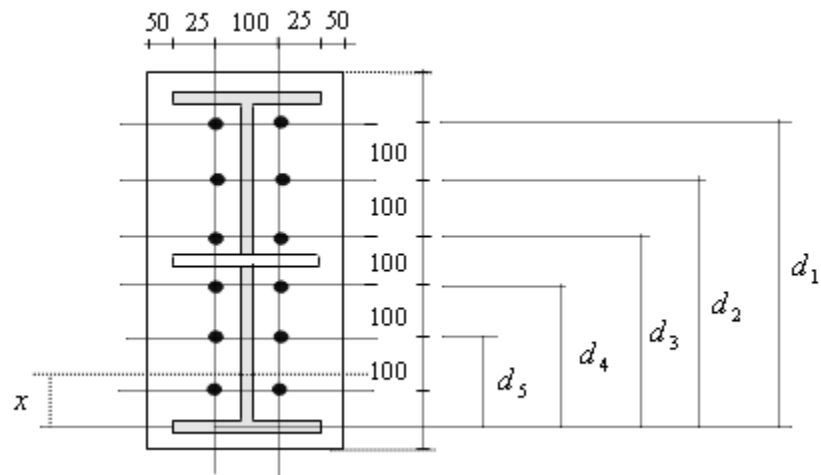
**IPE 330:**

$$t_{fb} = 11.5\text{mm} ; t_{wb} = 7.5\text{mm} ; b_b = 160\text{mm}$$

$$x = 11.5 \sqrt{\frac{160}{7.5}} = 53.2\text{mm}$$

$$d_1 = 550\text{mm} ; d_2 = 450\text{mm} ; d_3 = 350\text{mm}$$

$$d_4 = 250\text{mm} ; d_5 = 150\text{mm} .$$



**Calcul du moment résistant:**

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left( d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

D'où :

$$N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

avec  $N_1$  : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

$d_i$  : distance des boulons par rapport au centre de rotation

**L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut:**

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Boulon de diamètre 20 mm:

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ kN} \quad \text{pour un boulon.}$$

**Le moment résistant effectif de l'assemblage:**

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Où :

$n$  : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

**Vérification à la résistance de l'assemblage:**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum d_i^2 = (150^2 + 250^2 + 350^2 + 450^2 + 550^2) = 712500 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 712500}{550} \times 10^{-3} = 444,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 121,53 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 444,4 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

**Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:**

Par boulon:  $\frac{V_{Sd}}{n} = \frac{59.44}{12} = 5kN$

Il faut vérifier que:  $V_{Sd} / n \leq V_{Rd} = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M2}$

$k_s = 1.0$  trou normal. (Eurocode 3 §6.5.8.1)

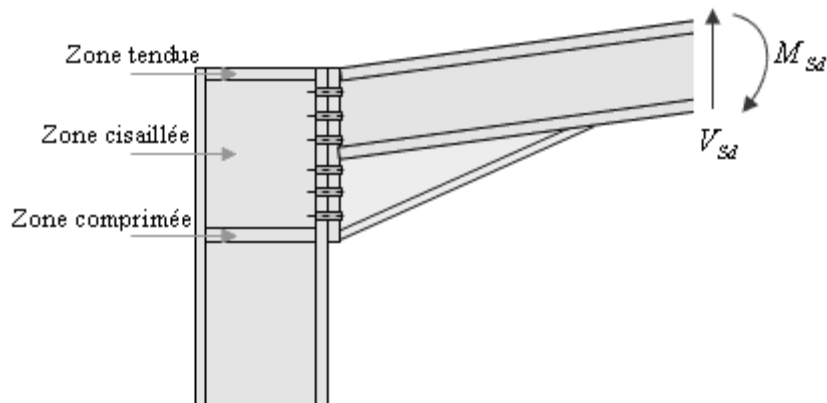
$m = 1$  un plan de frottement.

$\mu = 0.3$  coefficient de frottement. (Eurocode 3 §6.5.8.3)

$F_p$  : précontrainte de calcul. (Eurocode 3 §6.5.8.2)

$5kN \leq V_{Rd} = 0.3 \times 171.5 / 1.25 = 41.16kN \dots\dots\dots \mathbf{O.K.}$

**Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue:**



$F_v \leq F_{t.Rd}$

avec:

$F_{t.Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Où :

$F_{t.Rd}$  : résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$  : entraxe rangées des boulons. ( $p = 100mm$ ).

$$F_{t.Rd} = 23.5 \times 0.80 \times 10 / 1.1 = 171kN$$

L'effort de cisaillement vaut:

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{121.53}{0.637} = 190.8kN$$

$$F_v = 190.8kN > F_{t.Rd} = 171kN \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

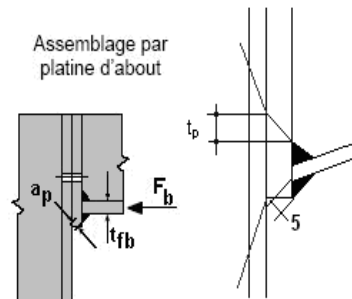
D'où nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

**Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.**

$$N_{Sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_{wc} f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1 + 1.3(b_{eff} / h)^2)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$



Lorsque  $\sigma_{c.Sd} \leq 0.7f_y \rightarrow k_c = 1.0$

Lorsque  $\sigma_{c.Sd} > 0.7f_y \rightarrow k_c = 1.7 - \sigma_{c.Sd} / f_y$

avec:

$\sigma_{c.Sd}$  : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau du à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{V_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd} \cdot z_{\max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c.Sd} = \frac{59.44}{72.7} + \frac{121.53 \times 10^2 \times 18}{16265.6} = 13.53 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c.Sd} = 13.53 \text{ kN/cm}^2 < 0.7 f_y = 16.45 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1.0$$

$t_p = 20 \text{ mm}$  : épaisseur de la platine d'extrémité.

$$b_{\text{eff}} = 11.5 + 2 \times 5.0 \sqrt{2} + 5(12.7 + 18) + 2 \times 20 = 219.2 \text{ mm}$$

$t_{fb}$  : épaisseur semelle poutre.

$t_{fc}$  : épaisseur semelle poteau.

$t_p$  : épaisseur platine d'extrémité.

$r_c$  : rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$a_p$  : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5,0 mm)

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p > 0.72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de}$$

l'âme

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{21.92 \times 29.86 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 0.997 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0.997 - 0.2) / 0.997^2 = 0.8$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{\text{eff}} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1 + 1.3(b_{\text{eff}} / h)^2)}} = \frac{1.0 \times 0.8 \times 21.92 \times 0.8 \times 23.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3(21.92/36)^2)}} = 246.2 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = \sum N_i$$

$\sum N_i$  : la somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$M_{sd} = 121.53 \text{ kNm}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{121.53 \times 550 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 93.8 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \cdot d_2}{\sum d_i^2} = \frac{121.53 \times 450 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 76.75 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \cdot d_3}{\sum d_i^2} = \frac{121.53 \times 350 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 59.7 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \cdot d_4}{\sum d_i^2} = \frac{121.53 \times 250 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 42.64 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \cdot d_5}{\sum d_i^2} = \frac{121.53 \times 150 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 25.6 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 93.8 + 76.75 + 59.7 + 42.64 + 25.6 = 298.5 \text{ kN}$$

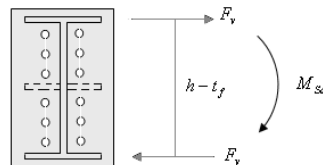
$$N_{sd} = 298.5 > F_{c,Rd} = 246.2 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur; (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

**Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée:**

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0.58 f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma_{M0}$$



$$V_{Rd} = 0.58 \times 23.5 \times 36 \times 0.8 / 1.1$$

$$= 357 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 190.8 \text{ kN}$$

$$F_v = 190.8 \text{ kN} < V_{Rd} = 357 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

**Remarque:**

La vérification de l'âme raidie du poteau à la résistance n'est pas nécessaire dès lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre.

**6.2- Calcul de l'assemblage de faîtage:**

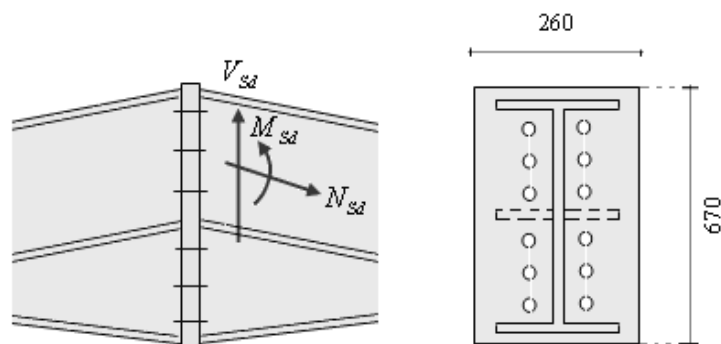
Soit un assemblage de faîtage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, selon la figure ci-dessous. La platine à une épaisseur de 20 mm et le coefficient de frottement  $\mu = 0.3$ .

Sachant que la poutre et le jarret sont en IPE 330, vérifier l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes:

$$M_{sd} = 86.25 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 54.6 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 31 \text{ kN}$$



**Solution:**

**Le moment résistant effectif de l'assemblage:**

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

**Vérification à la résistance de l'assemblage:**

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN} \quad \text{pour un boulon.}$$

$$\sum d_i^2 = (150^2 + 250^2 + 350^2 + 450^2 + 550^2) = 712500 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 712500}{550} \times 10^{-3} = 444.4 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 86.25 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 444.4 \text{ kNm} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

**Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant:**

$$\text{Par boulon: } \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{54.6}{12} = 4.55 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que:  $V_{Sd} / n \leq V_{Rd} = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M2}$

$$4.55 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 0.3 \times 171.5 / 1.25 = 41.16 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

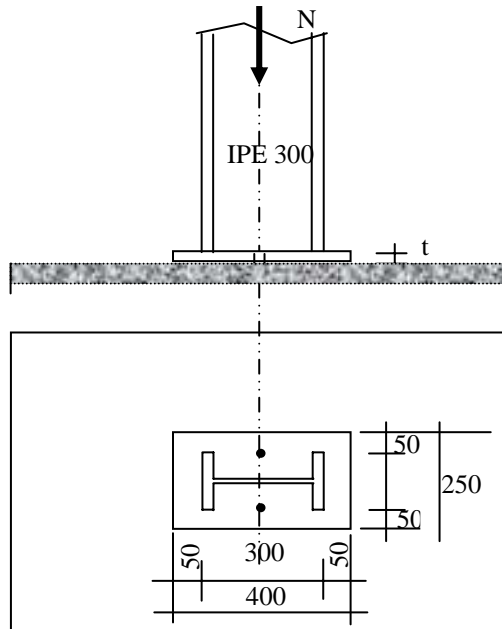
$$N' = 2000 - 7630 = -5630 \text{ kg } \uparrow$$

**Surface d'appui de la plaque d'assise :**

$$h_p b_p \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_b} = \frac{6534}{80} = 82 \text{ cm}^2$$

la hauteur de la section du poteau (IPE300) et de  $h_c = 300 \text{ mm}$  ; sa largeur est de  $b_c = 150 \text{ mm}$

Pour des raisons constructives on adopte une platine de  $40 \times 25 \text{ cm}^2$   
 $h_p b_p = 40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2 \gg 82 \text{ cm}^2$



(Fig.4) : Poteau articulé

## **5- Calcul des bases des poteaux à l'aide des tableaux de CTICM (voir annexe VI)**

### **5.1- Dimensionnement de la platine :**

- D'après le tableau de l'annexe, pour les poteaux IPE300 on choisit une platine de dimension  $200 \times 340 \text{mm}^2$  et d'épaisseur 15mm soudé sur l'âme et les semelles par des cordons de 3 mm.
- L'effort de compression admissible pour cette platine est de 24000daN ce qui est beaucoup supérieur à l'effort de compression de calcul de 6534 kg.

### **5.2- Dimensionnement des tiges d'ancrage :**

$$\text{Effort de traction par goujon : } \frac{N'}{2} = \frac{5630}{2} = 2815 \text{kg}$$

On choisit (voir annexe VII) des tiges de diamètre 20 mm, pour lesquelles l'effort de traction admissible est de 3040 kg par tige.

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction.

$q_h$  : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $h$  considérée.

$C_e$  : Coefficient de pression extérieure.

$C_i$  : Coefficient de pression intérieure.

### 3.1- Calcul de la pression dynamique $q_h$ :

La pression dynamique  $q_h$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $h$  est donnée comme suit :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} \quad da[N/m^2]$$

où :

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

$C_{ex}$  : est le coefficient d'exposition au vent.

### 3.2- Valeur de la pression dynamique de référence :

la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes sont données par le tableau 1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

**Tableau 1: Pression dynamique de référence**

Zone	$q_{ref} \quad (daN/m^2)$
I	37,5
II	47,0
III	57,5

## 5- Calcul des facteurs de site :

### 5.1- Catégories de terrain :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2 ci-dessous ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

$K_T$  : facteur du terrain.

$h_0$  : (en m), paramètre de rugosité.

$h_{\min}$  : (en m), hauteur minimale.

$\varepsilon$  : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique  $C_d$ .

**Tableau 2: Catégories de terrain**

Catégorie de terrain	$K_T$	$h_0(m)$	$h_{\min}(m)$	$\varepsilon$
<b>I</b> En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2	0.11
<b>II</b> Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4	0.26
<b>III</b> Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV.	0.22	0.3	8	0.37
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.24	1	16	0.46

## 6- Calcul du coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Le coefficient  $C_d$  est déterminé à l'aide des abaques (voir annexe). Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Pour les valeurs intermédiaires, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

$C_d$  est donné en fonction de :

- $b$  (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- $h$  (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

## 7- Détermination des coefficients de pression :

### 7.1- Coefficient de pression extérieure $C_e$ :

#### **Constructions à base rectangulaire :** (*RNV 99 §1 p.64*)

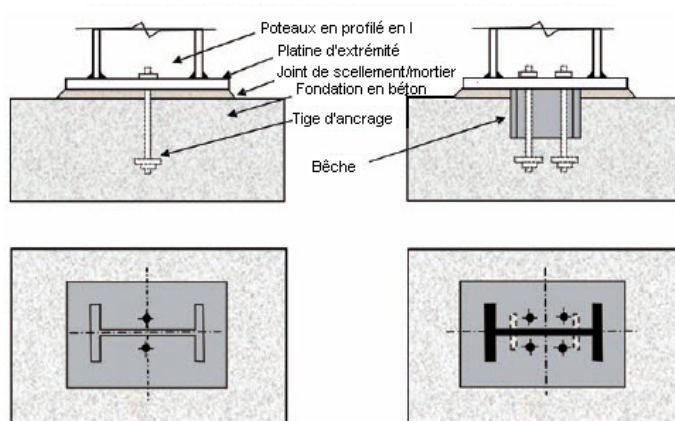
Les coefficients de pressions extérieures  $C_e$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

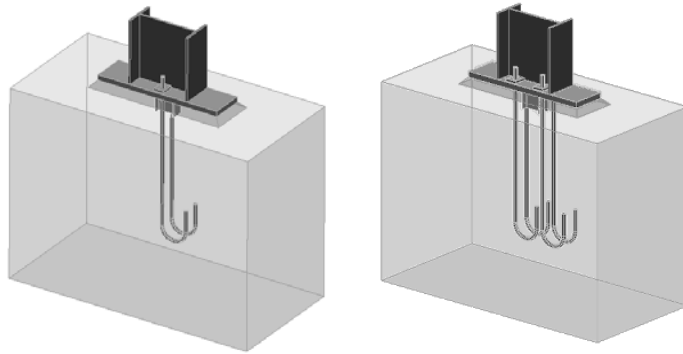
Pour des surfaces chargées de 10 m<sup>2</sup> et plus le coefficient  $C_e$  est donné par les tableaux ci-dessous :

## 1- Introduction

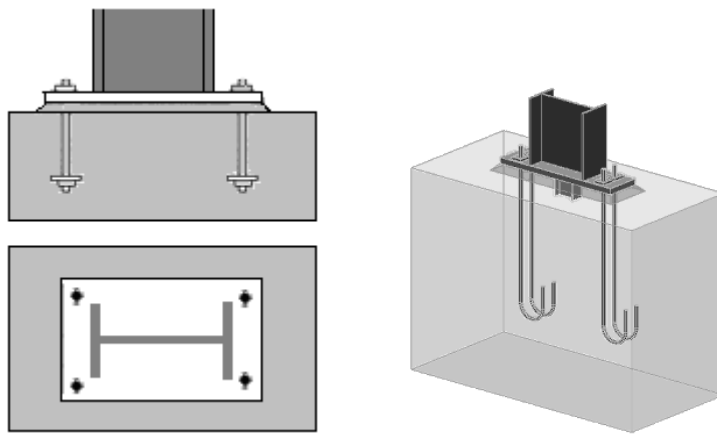
La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs (voir Fig.1).

Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possible. Il est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux. Il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés (Fig.2), mais seulement s'il existe des informations fiables sur les caractéristiques du sol. Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage. Les boulons d'ancrage permettent de résister aux forces de poussée ascendante qui se produisent dans le poteau mais aussi, et cela dans certains cas seulement, ils peuvent servir à résister à l'effort de cisaillement au niveau du pied de poteau.





**Fig. 1:** Pieds de poteaux articulés types et différents emplacements pour les boulons d'ancrage.



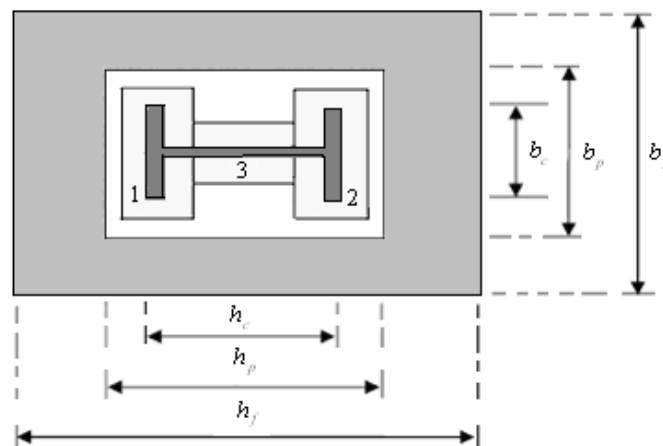
**Fig. 2:** Pieds de poteaux encastré types et emplacements pour les boulons d'ancrage.

## 2- Modèle de calcul

### 2.1- Généralités

Le modèle de calcul pour la force de compression axiale est fondé sur les §6.2.5 et §6.2.8.2 de l'EN 1993-1-8. L'approche du calcul consiste à veiller à ce que les contraintes de pression exercées sous la plaque d'assise ne dépassent pas la résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement et qu'elles n'entraînent pas non plus une flexion excessive de la plaque d'assise.

Le modèle de calcul suppose que la résistance d'appui d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par trois tronçons en T équivalents qui ne se recouvrent pas et sont en compression, un pour chaque semelle de poteau et un pour l'âme du poteau, tel qu'illustré à la Figure 3. Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui (longueur multipliée par la largeur) par la résistance du matériau de scellement.



**Fig. 3:** Pied de poteau et surfaces d'appui non recouvrantes des tronçons en T équivalents (voir Figure 6.19 de l'EN 1993-1-8)

Légende:

1. Surface d'appui du tronçon en T équivalent pour la semelle de poteau gauche
2. Surface d'appui du tronçon en T équivalent pour la semelle de poteau droite
3. Surface d'appui du tronçon en T équivalent pour l'âme du poteau

## 2.2 Types de plaques d'assise

Deux types élémentaires de plaque d'assise sont identifiés dans la norme EN1993-1-8 : les plaques d'assise à projection étendue et les plaques d'assise à projection courte.

Pour la plaque d'assise à projection étendue, la projection (débord) de la plaque d'assise faisant saillie au-delà du périmètre du poteau est telle que la largeur d'appui de calcul sur chaque côté des trois tronçons en T équivalents est généralement égale à la valeur de la largeur additionnelle ( $c$ ). Une plaque d'assise à projection étendue est illustrée à la Figure 4a.

Pour la plaque d'assise à projection courte, la projection (débord) faisant saillie au-delà des deux semelles du poteau vers les bords de la plaque d'assise, tout en restant inférieure à la largeur additionnelle ( $c$ ), est adéquate pour permettre de procéder à des soudures d'angle des semelles à la plaque d'assise. Pour celles-ci, une largeur à peu près égale à l'épaisseur de la semelle du poteau est prévue. Une plaque d'assise à projection courte est illustrée à la Figure 4 (b).

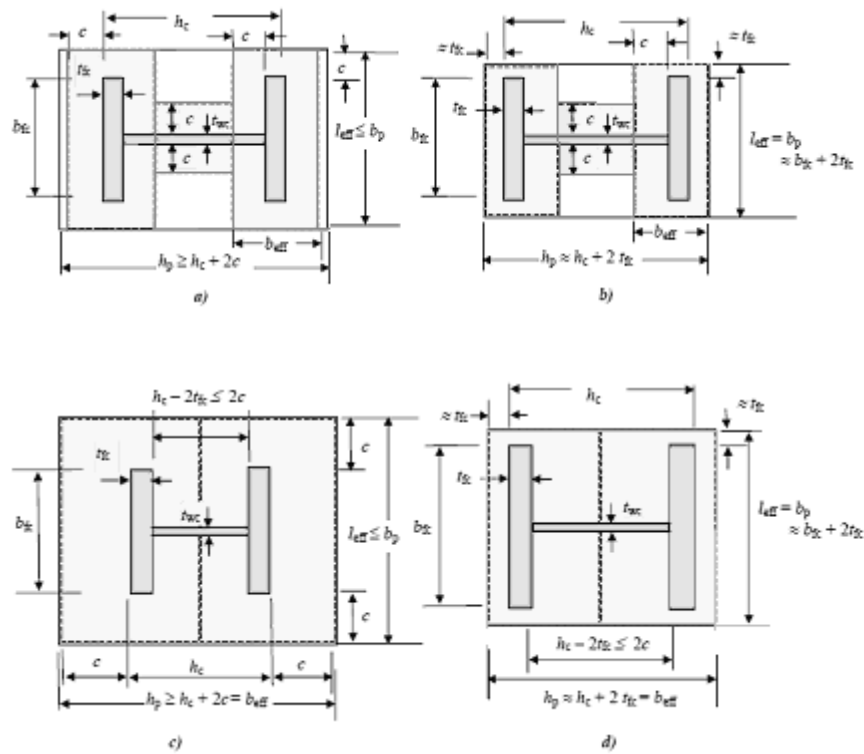
## 2.3 Prise en compte des recouvrements

Il est à noter que lorsque certains poteaux en H sont utilisés avec des plaques d'assise épaisses, les semelles des tronçons en T équivalents de largeur d'appui additionnelle  $c$  du côté de l'âme se recouvrent dans la partie centrale entre les semelles, comme le montre la Figure 4 (c) et la Figure 4 (d). Dans de tels cas, du fait qu'il ne resterait plus de surface d'appui pour un tronçon en T équivalent d'âme, la superficie d'appui efficace serait réduite à une simple aire rectangulaire, comme suit:

Plaque d'assise à projection étendue:  $A_{eff. appui} = A_{c0} = l_{eff} b_{eff} = h_p b_p$

Plaque d'assise à projection courte:

$$A_{eff. appui} = A_{c0} = l_{eff} b_{eff} = (h_c + c)(b_{fc} + c) \leq h_p b_p$$



**Fig. 4:** Aire/dimensions des tronçons en T équivalents en compression

- a) Surfaces d'appui de la plaque d'assise à projection étendue en cas de tronçons en T équivalents non recouvrants
- b) Surfaces d'appui de la plaque d'assise à projection courte en cas de tronçons en T équivalents non recouvrants
- c) Surfaces d'appui de la plaque d'assise à projection étendue en cas de recouvrement des tronçons en T équivalents
- d) Surfaces d'appui de la plaque d'assise à projection courte en cas de recouvrement des tronçons en T équivalents

### 3- Dimensionnement d'une plaque d'assise:

Si la section du poteau et l'effort de compression axiale sont donnés, la procédure suivante peut être employée pour dimensionner la plaque d'assise.

### Étape 1: Choix des résistances de calcul des matériaux

#### Résistance de l'acier de la plaque d'assise:

Une valeur de calcul est adoptée pour la limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise  $f_{yp}$ .

#### Résistance d'appui du matériau de scellement (mortier de calage):

On peut voir ci-dessous que dans la plupart des cas pratiques, la résistance de calcul à l'écrasement peut être considérée égale à la résistance de calcul du béton en compression, c'est-à-dire  $f_{jd} = f_{cd}$ .

Le Tableau 3.1 donne des résistances de calcul à l'écrasement types pour des classes de béton et des matériaux de scellement types.

**Tableau 1: Résistance à l'écrasement pour le béton et le matériau de scellement types**

Classe de béton $f_{ck}$	20	25	30	35	40	45
Résistance à l'écrasement $f_{jd}$	13.3	16.7	20	23.3	26.7	30

Plus généralement, la résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement est donnée comme étant:  $f_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd}$

où:

$\beta_j$ : est le coefficient du matériau de scellement, dont la valeur est supposée égale à 2/3

$\alpha = \sqrt{A_{c1} / A_{c0}}$ : prend en compte l'accroissement de la résistance à la compression du béton en raison de la diffusion de la force concentrée à l'intérieur de la fondation sur l'aire  $A_{c1}$ . Dans la pratique, la valeur habituellement utilisée est 1,5

$f_{cd}$ : est la résistance de calcul à la compression du béton de fondation.

$f_{jd} = \alpha\beta_j f_{cd} = (2/3)(1.5)f_{cd} = f_{cd}$  qui est la base des valeurs de calcul données au Tableau 1.

Il est de pratique courante d'utiliser du béton de résistance moyenne pour les fondations et, dans tous les cas, un mortier de qualité pour le calage.

**Étape 2: Estimation préliminaire de l'aire de la plaque d'assise**

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes:

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c b_{fc}} \left( \frac{N_{Sd}}{f_{cd}} \right)^2 \quad ; \quad A_{c0} = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}}$$

**Étape 3: Choix du type de plaque d'assise**

Il est recommandé de choisir le type de plaque d'assise comme suit:

$A_{c0} \geq 0.95h_c b_{fc}$  adopter une plaque d'assise à projection étendue ;

$A_{c0} < 0.95h_c b_{fc}$  adopter une plaque d'assise à projection courte.

**Remarque:** une plaque d'assise à projection étendue peut être adoptée dans tous les cas.

**Étape 4 : Détermination de la largeur d'appui additionnelle**

La valeur de la largeur d'appui additionnelle  $c$  est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit (voir Figures 3 et 4):

**Résistance de calcul d'une plaque d'assise à projection courte:**

En supposant que les projections au-delà des bords de la semelle du poteau sont égales à l'épaisseur de la semelle du poteau  $t_{fc}$ , la résistance de calcul est donnée par l'expression:

$$N_{Rd} = f_{jd} \left[ 2(b_{fc} + 2t_{fc})(c + 2t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc}) \right]$$

### Résistance de calcul d'une plaque d'assise à projection étendue

En supposant que la largeur d'appui autour du périmètre du poteau est égale à la largeur d'appui additionnel  $c$ , la résistance de calcul est donnée par l'expression:

$$N_{Rd} = f_{jd} \left[ 2(b_{fc} + 2c)(2c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc}) \right]$$

En remplaçant  $N_{Rd}$  par  $N_{Sd}$  dans les expressions précédentes, la solution des équations quadratiques résultantes pour l'inconnu  $c$  se présente sous la forme suivante :

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad \text{pour laquelle seules les solutions positives}$$

sont à retenir.

Le Tableau 2 donne les expressions des constantes  $A$ ,  $B$  et  $C$ , dans la colonne pertinente « Tronçons en T équivalents non recouvrants ».

**Tableau 2: Expressions des paramètres de l'équation quadratique**

Constante	Plaque d'assise à projection courte	Plaque d'assise à projection étendue	
	Tronçons en T équivalents non recouvrants	Tronçons en T équivalents non recouvrants	Recouvrement anticipé des tronçons en T équivalents
A	2	2	2
B	$-(b_{fc} - t_{wc} + h_c)$	$+(2b_{fc} - t_{wc} + h_c)$	$+(b_{fc} + h_c)$
C	$+(N_{Sd} / 2f_{jd}) - (2b_{fc}t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c t_{wc} - t_{fc}t_{wc})$	$+(b_{fc}t_{fc} + 0.5h_c t_{wc} - t_{fc}t_{wc}) - (N_{Sd} / 2f_{jd})$	$+(b_{fc}h_c) / 2 - (N_{Sd} / 2f_{jd})$

### Vérification des tronçons en T équivalents recouvrants

La valeur obtenue ci-dessus pour la largeur additionnelle  $c$  dépasse parfois de moitié la hauteur de l'âme du poteau, ce qui n'est pas acceptable, car cela implique que les surfaces d'appui des tronçons en T équivalents se recouvrent.

- Plaque d'assise à projection courte: changer en faveur d'une plaque d'assise à projection étendue et recalculer  $c$ .
- Plaque d'assise à projection étendue : recalculer  $c$  sur la base de l'intégralité de l'aire comprise entre les semelles du poteau dans l'expression de calcul. Le calcul de la plaque d'assise à projection étendue devient alors:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = f_{jd} [(b_{fc} + 2c)(h_c + 2c)]$$

Les expressions correspondantes pour  $A$ ,  $B$  et  $C$  à utiliser dans la solution pour  $c$  sont données dans la dernière colonne du Tableau 2.

#### Étape 5: Détermination des dimensions en plan minimales requises de la plaque d'assise

Les dimensions en plan finales de la plaque d'assise s'appuient sur les données suivantes:

##### Plaque d'assise à projection courte:

$$b_p \geq (b_{fc} + 2t_{fc}) \quad ; \quad h_p \geq (h_c + 2t_{fc})$$

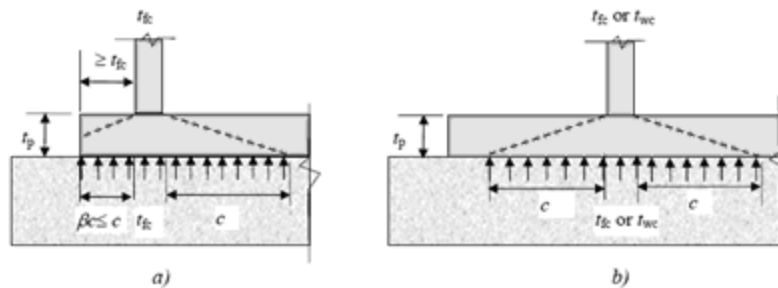
##### Plaque d'assise à projection étendue:

$$b_p \geq (b_{fc} + 2c) \quad ; \quad h_p \geq (h_c + 2c)$$

#### Étape 6: Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise

L'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise s'obtient à partir de la condition que la plaque, en supposant qu'elle agit en porte-à-faux sur le périmètre du poteau, n'est pas soumise à plus que sa résistance de calcul à la flexion élastique, sous une pression uniforme égale à  $f_{jd}$  agissant sur la largeur additionnelle  $c$  (voir Figure 5). La valeur de l'épaisseur minimale requise est donnée par:

$$t_p \geq \frac{c}{\sqrt{f_y / (3f_{jd} \gamma_{M0})}}$$



**Fig.5:** Répartition uniforme des contraintes d'appui sur la largeur des tronçons en T équivalents en compression

- a) Plaque d'assise à projection courte: tronçon en T équivalent de la semelle du poteau.
- b) Plaque d'assise à projection étendue: tronçon en T équivalent de l'âme du poteau et tronçon en T équivalent de la semelle du poteau.

#### 4. Résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise:

La résistance de calcul au cisaillement est basée sur la résistance due à la friction développée par la charge de compression qu'exerce la plaque d'assise sur le matériau de scellement. Elle est donnée par (EN 1993-1-8 § 6.2.2):  $F_{v.Rd} = F_{f.Rd}$

Où :  $F_{f.Rd} = C_{f.d} N_{Sd}$

$N_{Sd}$  : est l'effort de calcul de compression du poteau,

$C_{f.d}$  : est le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0,2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

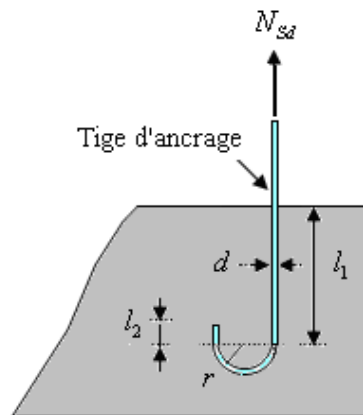
La vérification de calcul est:  $V_{Sd} \leq F_{v.Rd}$

#### 5- Tiges d'ancrages:

Les tiges d'ancrages doivent être mises en place si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux effets des actions de calcul. Elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement et aux moments de flexion.

Les tiges d'ancrages doivent être ancrées dans la fondation par un crochet, par une plaque de type rondelle ou par toute autre pièce noyée dans le béton et assurant une répartition adéquate des efforts.

Si des éléments spéciaux pour résister à l'effort tranchant n'ont pas été prévus, tels que des connecteurs de type bêche ou des ronds pleins, la résistance au cisaillement doit être assurée par des tiges d'ancrages ou bien par la liaison entre la plaque d'assise et la fondation.



### 6- Exemple d'application:

Faire un calcul de dimensionnement de la plaque d'assise d'un poteau en IPE 360 sous l'action des charges suivantes:

- Charge axiale de compression:  $N_{Sd} = 59.44kN$  ↓
- Effort tranchant correspondant:  $V_{z.Sd} = 20.7kN$
- Effort de soulèvement:  $N_{Sd} = 32kN$  ↑
- Effort tranchant correspondant:  $V_{z.Sd} = 15.4kN$

D'après les résultats tirées du chapitre 9.

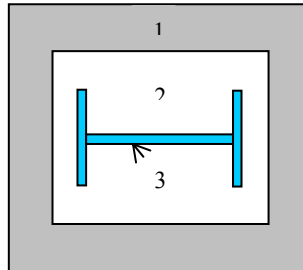
#### Données de base:

Plaque d'assise en acier de nuance S235:  $f_y = 235N/mm^2$

Fondation en béton de classe C25/30:  $f_{ck} = 25N/mm^2$

Coefficients partiels de sécurité:

Acier :  $\gamma_{M0} = 1.1$  ;  $\gamma_{M2} = 1.25$



- 1 : Fondation en béton de dimensionnement inconnue.  
 2 : Plaque d'assise.  
 3 : Section de poteau *IPE* 360

Béton:  $\gamma_c = 1.5$

**Résistance du béton à la compression:**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Où:  $f_{ck} = 25 N / mm^2$

La valeur de  $\alpha_{cc}$  est donnée dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de:

$$\alpha_{cc} = 1.0$$

La résistance de calcul du béton devient:

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 N / mm^2$$

**Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement:**

La valeur du coefficient du matériau de scellement est:  $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre

$$(A_{c1} / A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement:

$$f_{jd} = \alpha\beta_j f_{cd} = f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

**Estimation de l'aire de la plaque d'assise:**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c b_{fc}} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; \quad A_{c0} = \frac{1}{360 \times 170} \left( \frac{59440}{16.7} \right)^2 = 207.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} ; \quad A_{c0} = \frac{59440}{16.7} = 3559.3 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand.}$$

**Choix du type de la plaque d'assise:**

Comme estimation pour:

$$A_{c0} = 3559.3 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 360 \times 170 = 58140 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit:

$$b_p = 200 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 170 + 2 \times 12.7 = 195.4 \text{ mm}$$

$$h_p = 390 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 360 + 2 \times 12.7 = 385.4 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne } A_{c0} = 200 \times 390 = 78000 \text{ mm}^2 > 3559.3 \text{ mm}^2$$

**Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise:**

**Calcul de la largeur d'appui additionnel c:**

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Où:

$$A = +2$$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) ; B = -(170 - 8 + 360) = -522mm$$

$$C = \frac{0.5N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc}t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5h_c t_{wc} - t_{fc}t_{wc})$$

$$C = 0.5 \times 59440 / 16.7 - (2 \times 170 \times 12.7 + 4 \times 12.7^2 + 0.5 \times 360 \times 8 - 12.7 \times 8)$$

$$= -4522mm^2$$

La largeur additionnelle est de:

$$c = \frac{522 - \sqrt{522^2 - 4 \times 2 \times (-4522)}}{2 \times 2} = -8.33mm$$

**Remarque:**

Vu que l'effort de compression  $N_{sd}$  est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle  $c$ .

Pour le calcul de la largeur additionnelle  $c$  dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante:

**Calcul de la largeur d'appui additionnelle  $c$  :**

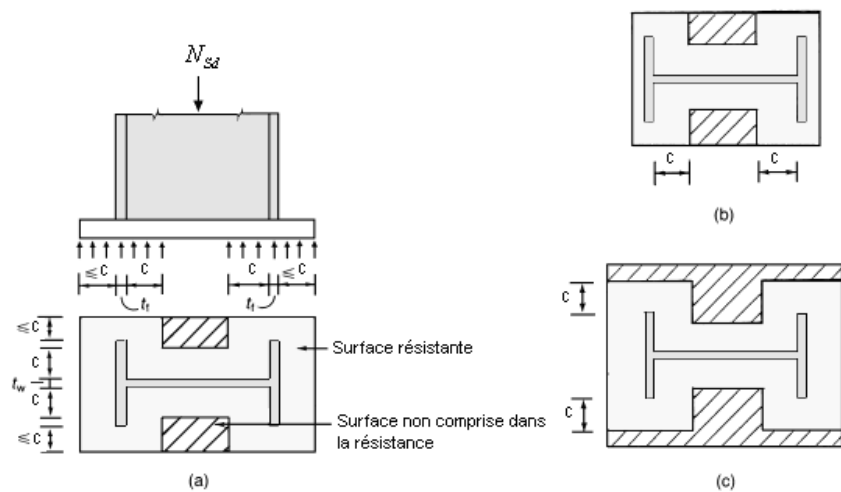
En posant:  $t = 15mm$  comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \left( \frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{M0}} \right)^{0.5}$$

$$c = t \left( \frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 15 \left( \frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 31mm$$

$$c = 31mm \leq (h_c - 2t_{fc}) / 2 = (360 - 2 \times 12.7) / 2 = 167.3mm$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.



**Fig. 6:** Aire comprimé sous la plaque d'assise : (a) cas générale ; (b) projection courte ; (c) projection étendue.

**Remarque:**

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 15 mm.

Donc:  $\beta c = 15\text{mm} < c = 31\text{mm} \rightarrow$  la plaque est de projection courte.

**Calcul de la section efficace  $A_{eff}$  :**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta c)(c + \beta c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(170 + 2 \times 15)(31 + 15 + 12.7) + (360 - 2 \times 31 - 2 \times 12.7)(2 \times 31 + 8)$$

$$= 42562\text{mm}^2$$

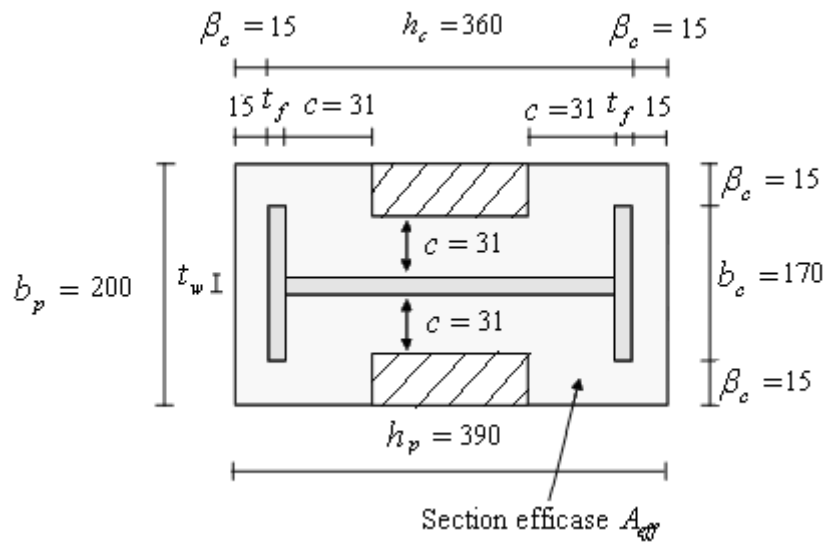


Fig 7: Dimensions actuelles de la plaque d'assise

**Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$  :**

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

avec:

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 42562 \times 16.7 \times 10^{-3} = 710.8 kN$$

$$N_{sd} = 59.44 kN < N_{Rd} = 710.8 kN \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant:**

**Calcul du moment résistant  $M_{R,d}$  :**

$$M_{R,d} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma_{M0}}$$

$$M_{R,d} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma_{M0}} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 8011.36 Nmm / mm = 8.011 kNmm / mm$$

**Calcul du moment de flexion  $M_{Sd}$  :**

$$M_{Sd} = \frac{(c^2 / 2) N_{Sd}}{A_{eff}} = \frac{(31^2 / 2) \times 54.9}{53742.8} = 0.491 \text{ kNmm / mm}$$

$$M_{Sd} = 0.491 \text{ kNmm / mm} < M_{Rd} = 8.011 \text{ kNmm / mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise:**  $V_{Sd} \leq F_{v.Rd}$

avec:

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} = C_{f.d} N_{Sd} = 0.2 \times 59.44 = 11.9 \text{ kN}$$

$N_{Sd}$  : est l'effort de calcul de compression du poteau.

$C_{f.d}$  : est le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0,2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{Sd} = 20.27 \text{ kN} > F_{v.Rd} = 11.9 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

**Remarque:**

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'ancrages vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

**Les tiges d'ancrages:**

Elles sont droites mais généralement recourbées à une extrémité (Fig.7 et 9), ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage de la structure. Ces efforts de traction sont engendrés par le vent de soulèvement en général et par les moments à la base dans le cas de poteaux encastrés.

### Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement:

L'EN1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement:

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

Où:

$F_{f.Rd}$  : résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression  $N_{Sd}$  dans le poteau.

$$F_{f.Rd} = 0.2 N_{Sd}$$

$F_{vb.Rd}$  : résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 N/mm^2 \leq f_{yb} \leq 640 N/mm^2$$

$n_b$  : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'ancrage à celle par frottement, cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite:

$$V_{Sd} \leq F_{v.Rd}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6:

$$A_s = 245 mm^2 ; f_{ub} = 400 N/mm^2 ; f_{yb} = 240 N/mm^2$$

$$F_{f.Rd} = 0.2 N_{Sd} = 0.2 \times 59.44 = 11.9 kN$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 29 kN$$

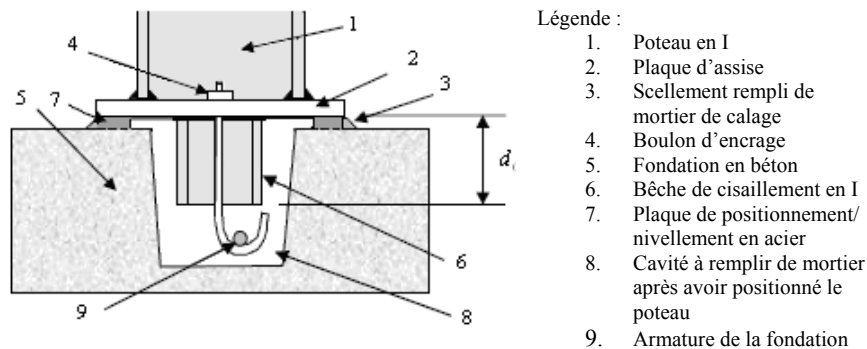
$$F_{v.Rd} = 11.9 + 2 \times 29 \approx 70 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 20.7 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 70 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement (fig.8) pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas de grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bêche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes:

- Profondeur efficace:  $60 \text{ mm} \leq L_{\text{eff}}(\text{bêche}) \leq 1.5 h_{\text{bêche}}$
- Hauteur de la bêche:  $h_{\text{bêche}} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes:  $b_{\text{bêche}} / t_{\text{bêche}} \leq 20$



- Légende :
1. Poteau en I
  2. Plaque d'assise
  3. Scellement rempli de mortier de calage
  4. Boulon d'encrage
  5. Fondation en béton
  6. Bêche de cisaillement en I
  7. Plaque de positionnement/nivellement en acier
  8. Cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau
  9. Armature de la fondation

**Fig.8:** Pied de poteau avec bêche de cisaillement

Les dimensions d'un profile **IPE 100** respectent les deux premières conditions.

Une bêche en IPE 100 en acier S235 est retenue.

La profondeur totale:  $d_0 = 100 \text{ mm}$

La longueur efficace:  $L_{\text{eff}} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$

L'épaisseur du scellement est de 30 mm.

**Résistance des tiges d’ancrages à l’effort de soulèvement:**

Dans le cas où l’effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d’ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l’effort tranchant concomitant entier  $V_{sd}$  à la fondation.

D’après les résultats du chapitre 10 (page: 253)  
Combinaison:  $G + 1.5V3$

$$N_{sd} = V_A = 32kN \uparrow \quad \text{et} \quad V_{z.sd} = H_A = 15.4kN \rightarrow$$

**Vérification de la tige d’ancrage à la résistance:**

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d’ancrage que la condition suivante est satisfaite:

$$\frac{V_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1$$

avec:

$$N_{t.Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.6kN$$

$$\frac{V_{sd} / n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t.Rd}} = \frac{15.4 / 2}{29} + \frac{32 / 2}{70.6} = 0.49 < 1 \dots\dots\dots \mathbf{O.K.}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6:

$$A_s = 245mm^2; \quad f_{ub} = 400N/mm^2; \quad f_{yb} = 240N/mm^2$$

$$d = 20mm$$

**Vérification de la tige d’ancrage à l’adhérence:**

Pour un boulon d’ancrage:

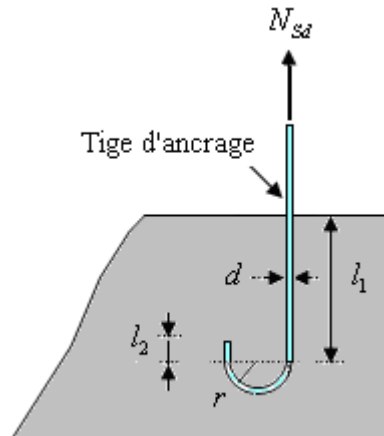
$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc.Rd}$$

La résistance d’ancrage en traction d’une tige d’ancrage est:

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit:

$$r = 3d \quad ; \quad l_2 = 2d \quad ; \quad l_1 = 20d$$



$$r = 3 \times 20 = 60mm$$

$$l_1 = 20 \times 20 = 400mm$$

$$l_2 = 2 \times 20 = 40mm$$

La longueur totale de la tige:

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924mm$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM [1].

La longueur totale de la tige requise est:

$$l_{b,rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

$f_{ub}$  : résistance ultime du boulon d'ancrage.

$f_{bd}$  : contrainte d'adhérence de calcul.

$d$  : diamètre du boulon d'ancrage.

**Calcul de la contrainte d'adhérence  $f_{bd}$  :**

Classe de béton C25/30:

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  : résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$  : coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.20 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 20 \times \frac{400}{1.20} = 960 \text{ mm}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est:

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b,rqd} \cdot f_{bd}$$

$$F_{anc.Rd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1.20 = 72382 \text{ N} \approx 72.4 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} / 2 = 32 / 2 = 16 \text{ kN} < F_{anc.Rd} = 72.4 \text{ kN} \dots\dots\dots \mathbf{O.K.}$$

La longueur d'ancrage de référence requise est:

$$l_{b,rqd} = \frac{N_{Sd}}{\pi d f_{bd}}$$

Où:

$$N_{Sd} = A \sigma_{Sd} = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_{Sd} \text{ : effort de soulèvement par tige d'ancrage.}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\pi d^2 \sigma_{Sd}}{4 \pi d f_{bd}} = \frac{\sigma_{Sd}}{4 f_{bd}} \quad ; \quad \frac{l_{b,rqd}}{d} = \frac{\sigma_{Sd}}{4 f_{bd}}$$

On suppose que les tiges peuvent être ancrées suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige.

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{A} \Rightarrow \max \sigma_{Sd} = \frac{N_{t,Rd}}{A} = \frac{(0.9 f_{ub} A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

En prenant:  $\frac{A}{A_s} \approx 0.8$

$A$  : section brute de la tige.

$A_s$  : section résistante.

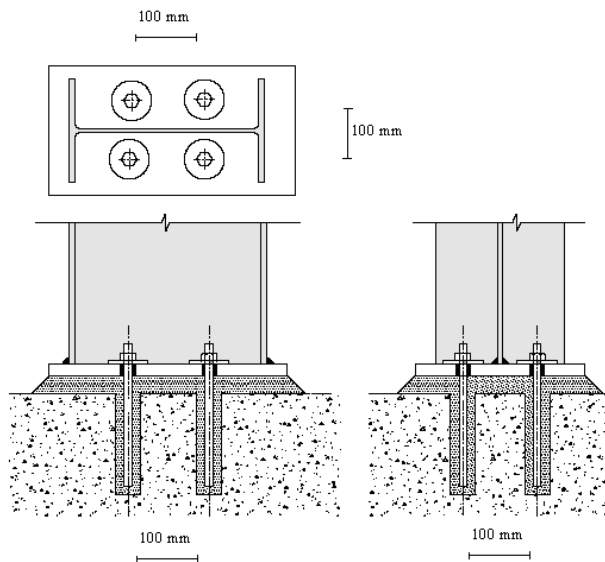
$$\max \sigma_{Sd} = 0.576 f_{ub}$$

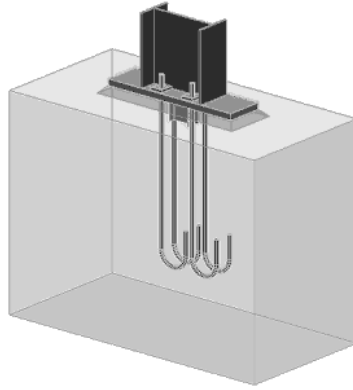
$$\frac{l_{b,rqd}}{d} = \frac{\max \sigma_{Sd}}{4 f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 f_{bd}}$$

$$l_{b,rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

**Remarque:**

Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité (fig.10), car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.





*Fig.10 : Exemples types d'assemblages de type articulé dans un portique*

*Chapitre*

VI

**Conclusion**

## Conclusion

La vérification des ossatures en charpente métallique doit être satisfaite à la condition de sécurité et d'économie. Les règles de vérification doivent être aussi améliorées de telle façon à obtenir une vérification précise et plus simplifiée que possible

L'Eurocode 3 c'est l'ensemble des règles communes européennes de conception et de dimensionnement des structures en acier définissant les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité. La partie 1 est publiée en France sous la norme expérimentale P 22-311 pour les bâtiments à ossature en acier, en alternative aux règles CM 66 (norme DTU P 22-701) qui restent en vigueur.

Tant que les normes CM 66 ne sont pas retirées du corpus normatif français, les deux systèmes coexistent et le maître d'ouvrage ou le maître d'œuvre ainsi que du côté académique doivent préciser les textes à appliquer. Selon une recommandation de la Commission centrale des marchés, un maître d'ouvrage public ou un professeur peut prescrire l'utilisation de l'Eurocode 3 pour la justification des bâtiments vis-à-vis de leur stabilité et de leur solidité en le mentionnant dans les documents particuliers des marchés de maîtrise d'œuvre et des marchés de travaux de gros œuvre ainsi qu'en enseignant, en exerçant, en justifiant ou au calculs numériques. Les instituts, les écoles, les universités ainsi que les bureaux d'études doivent pouvoir justifier d'une compétence dans ce domaine. Chaque ensemble de règles ayant sa cohérence propre, il convient de ne pas panacher une étude ainsi qu'un projet de structure en justifiant certains aspects selon l'Eurocode3 et d'autres selon les règles CM 66.

Les différences majeures entre les règles CM 66 et l'Eurocode 3 sont :

Côté sécurité, la France dispose déjà de règlements de «contraintes admissibles» et ne verra donc pas ses habitudes trop bouleversées. L'Eurocode3, qui peut s'apparenter à un règlement par «pondération des charges aux états limites», apporte cependant plus de rigueur et de cohérence et surtout une approche «semi-probabiliste» identique pour tous les matériaux. Mais, malgré l'harmonisation européenne des codes de charges, le nombre de combinaisons d'actions à considérer dans les vérifications de la sécurité des structures ne devrait pas diminuer par rapport aux CM 66.

Le champ d'application des méthodes d'analyse, étendu aux domaines élastique et élasto-plastique, permet une meilleure appréhension du comportement des structures soumises aux actions extérieures et donc un dimensionnement optimisé en sécurité et en coût.

Pour la conception des assemblages, l'Eurocode 3 bénéficie du progrès des connaissances et permet de traiter un assemblage comme un ensemble de «composantes» mises en parallèle ou en série, améliorant sa caractérisation en termes de rigidité et de résistance. Le domaine d'application s'étend aux assemblages à comportement «semi-rigide» et peut conduire à des conceptions de détail plus simples et plus économiques.

Sur la notion de fatigue, peu prise en compte dans les CM 66, l'Eurocode 3 apporte des données assez complètes et ajoute des règles sur le choix des nuances et les qualités d'acier, avec le traitement des risques de rupture fragile. Il devrait favoriser une meilleure adaptation aux conditions de réalisation et d'utilisation des ouvrages, notamment pour les constructions soudées.

Quant au surcoût d'usage de l'Eurocode 3 par rapport aux règles CM 66, son incidence devrait être faible sur le poids des structures métalliques usuelles mais plus forte sur des structures spéciales où des méthodes d'analyse plus sophistiquées s'imposent. Certains aspects, comme les assemblages, devraient conduire à une simplification de la conception des structures et à un meilleur compromis coût/sécurité.

Donc en gros modo, l'impact de l'application des nouvelles règles, traduit à travers l'augmentation de la masse d'acier, n'est pas significatif en soi pour remettre en cause l'application des nouvelles règles. Il est en effet incontestable que les nouveaux règlements, basés sur les connaissances les plus récentes, permettent une approche plus précise des phénomènes liés au calcul des structures. On peut citer la prise en compte de manière plus réaliste des actions (vent, séisme), la possibilité de mener plusieurs types d'analyse (plastique, élastique, analyse du 1er ordre ou du second ordre), la prise en compte des imperfections, etc.

# Annexes

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 79

POINT :

COORDONNEE :



PARAMETRES DE LA SECTION : Panne IPE 140

ht=14.0 cm

bf=7.3 cm

ea=0.5 cm

es=0.7 cm

Ay=10.07 cm<sup>2</sup>

Iy=541.22 cm<sup>4</sup>

Wely=77.32 cm<sup>3</sup>

Az=6.58 cm<sup>2</sup>

Iz=44.92 cm<sup>4</sup>

Welz=12.31 cm<sup>3</sup>

Ax=16.43 cm<sup>2</sup>

Ix=2.54 cm<sup>4</sup>

## DEPLACEMENTS LIMITES



*Flèches*

uy = 11.8 cm > uy max = L/200.00 = 2.5 cm

Non vérifié

*Cas de charge décisif* : 65 Neige cas I

uz = 5.2 cm > uz max = L/200.00 = 2.5 cm

Non vérifié

*Cas de charge décisif* : 65 Neige cas I



*Déplacements* Non analysé

**Profil incorrect !!!**

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

**FAMILLE :**

**PIECE :** 47  
2.50 m

**POINT :** 2

**COORDONNEE :**  $x = 0.50 L =$

**CHARGEMENTS :**

*Cas de charge décisif :* 65 Neige cas I

**MATERIAU :**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION :** IPE 180

$h=18.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=9.1$ cm	$A_y=16.21$ cm <sup>2</sup>	$A_z=11.25$ cm <sup>2</sup>	$A_x=23.95$ cm <sup>2</sup>
$tw=0.5$ cm	$I_y=1316.96$ cm <sup>4</sup>	$I_z=100.85$ cm <sup>4</sup>	$I_x=4.90$ cm <sup>4</sup>
$tf=0.8$ cm	$W_{ply}=166.42$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=34.60$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

$N_{,Ed} = -21.17$ kN	$M_{y,Ed} = 14.06$ kN*m	$M_{z,Ed} = -2.64$ kN*m	
$N_{t,Rd} = 562.76$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 39.11$ kN*m	$M_{z,pl,Rd} = 8.13$ kN*m	
	$M_{y,c,Rd} = 39.11$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 8.13$ kN*m	
	$M_{y,N,Rd} = 39.11$ kN*m	$M_{z,N,Rd} = 8.13$ kN*m	
	$M_{b,Rd} = 17.64$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.01$ kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 18.57$ kN*m	Courbe,LT - b	$X_{LT} = 0.45$
$L_{cr,upp}=5.00$ m	$Lam_{LT} = 1.45$	$f_{i,LT} = 1.47$	$X_{LT,mod} = 0.45$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :



en z :

**FORMULES DE VERIFICATION :**

*Contrôle de la résistance de la section :*

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.68 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

*Contrôle de la stabilité globale de la barre :*

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : **CM66**

TYPE D'ANALYSE : **Vérification des pièces**

FAMILLE :

PIECE : **242 Barre\_242**

POINT : **3**

COORDONNEE : **x = 1.00 L = 7.81 m**

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : **1 G**

MATERIAU :

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : **CAE 45x4**

ht=4.5 cm

bf=4.5 cm

ea=0.4 cm

es=0.4 cm

$A_y = 1.80$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 6.50$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 1.99$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 1.80$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 6.50$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 1.99$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 3.49$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 0.18$  cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = -0.14/3.49 = -0.41$  MPa

$\text{SigFy} = -0.46/1.99 = -232.32$  MPa

$\text{SigFz} = 0.00/5.24 = 0.00$  MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -0.41 + -232.32 + 0.00 = |-232.72| < 235.00$  MPa (3.731)

$1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 235.00$  MPa (1.313)

$1.54 * \text{Tauz} = |1.54 * -0.66| = |-1.01| < 235.00$  MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME :** EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

**FAMILLE :**

**PIECE :** 243 Barre\_243  
0.00 m

**POINT :** 1

**COORDONNEE :** x = 0.00 L =

**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 49 Vent Arr./Av. sur.(+) Portique 7

**MATERIAU :**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION :** CAE 45x4.5

h=4.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=4.5 cm	Ay=2.02 cm <sup>2</sup>	Az=2.02 cm <sup>2</sup>	Ax=3.90 cm <sup>2</sup>
tw=0.4 cm	Iy=7.15 cm <sup>4</sup>	Iz=7.15 cm <sup>4</sup>	Ix=0.26 cm <sup>4</sup>
tf=0.4 cm	Wply=4.14 cm <sup>3</sup>	Wplz=4.14 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :**

N,Ed = 2.69 kN	My,Ed = -0.00 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 91.65 kN	My,pl,Rd = 0.97 kN*m	Mz,pl,Rd = 0.97 kN*m	Vy,T,Rd = 27.47 kN
Nb,Rd = 2.30 kN	My,c,Rd = 0.97 kN*m	Mz,c,Rd = 0.97 kN*m	Vz,Ed = 0.00 kN
	My,N,Rd = 0.97 kN*m	Mz,N,Rd = 0.97 kN*m	Vz,T,Rd = 27.47 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 2



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**



en y :

Ly = 7.81 m	Lam_y = 6.14
Lcr,y = 7.81 m	Xy = 0.03
Lamy = 576.83	kyy = 1.00



en z :

Lz = 7.81 m	Lam_z = 6.14
Lcr,z = 7.81 m	Xz = 0.03
Lamz = 576.83	kzz = 1.00

**FORMULES DE VERIFICATION :**

**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

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

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^1.00 + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^1.00 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{t,y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre :**

$$\lambda_{b,y} = 576.83 > \lambda_{b,max} = 210.00$$

$$\lambda_{b,z} = 576.83 > \lambda_{b,max} = 210.00$$

INSTABLE

$$N_{Ed}/(X_y N_{Rk}/gM1) + k_{yy} M_{y,Ed}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.17 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z N_{Rk}/gM1) + k_{zy} M_{y,Ed}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.17 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$



# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 2 Poutre\_2

POINT : 3

COORDONNEE :  $x = 1.00$   $L = 6.00$  m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 65 Neige cas I

MATERIAU :

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : portique IPE 360

ht=36.0 cm

bf=17.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.3 cm

$A_y = 43.18$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 16265.60$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 903.64$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 28.80$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 1043.45$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 122.76$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 72.73$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 36.20$  cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 116.68/72.73 = 16.04$  MPa

$\text{SigFy} = 241.58/903.64 = 267.33$  MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 1.00$

$ID_{sup} = 6.00$  m

$B = 1.00$

$C = 1.00$

$D = 1.58$

$kD = 1.78$

$\text{Sig D} = 53.56$  MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

$\text{SigN} + kD * kFy * \text{SigFy} = 16.04 + 1.78 * 1.00 * 267.33 = 492.42 > 235.00$  MPa (3.731)

$1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -0.00| = |-0.00| < 235.00$  MPa (1.313)

$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 23.40 = 36.04 < 235.00$  MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0$  cm  $< u_y \text{ max} = L/200.00 = 3.0$  cm

Vérifié

Cas de charge décisif : 65 Neige cas I

$u_z = 0.7$  cm  $< u_z \text{ max} = L/200.00 = 3.0$  cm

Vérifié

Cas de charge décisif : 65 Neige cas I



Déplacements Non analysé

**Profil incorrect !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

---

FAMILLE :

PIECE : 6 Poutre\_6 POINT : 3 COORDONNEE : x = 1.00 L = 6.00 m

---

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 65 Neige cas I

---

MATERIAU :

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa

---

PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

h=39.0 cm  $g_{M0}=1.00$   $g_{M1}=1.00$   
b=30.0 cm  $A_y=126.20$  cm<sup>2</sup>  $A_z=57.33$  cm<sup>2</sup>  $A_x=158.98$  cm<sup>2</sup>  
tw=1.1 cm  $I_y=45069.40$  cm<sup>4</sup>  $I_z=8563.83$  cm<sup>4</sup>  $I_x=191.00$  cm<sup>4</sup>  
tf=1.9 cm  $W_{ply}=2561.97$  cm<sup>3</sup>  $W_{plz}=872.88$  cm<sup>3</sup>

---

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 195.10$  kN  $M_{y,Ed} = 403.29$  kN\*m  $M_{z,Ed} = -0.08$  kN\*m  $V_{y,Ed} = 10.25$  kN  
 $N_{c,Rd} = 3735.98$  kN  $M_{y,pl,Rd} = 602.06$  kN\*m  $M_{z,pl,Rd} = 205.13$  kN\*m  $V_{y,T,Rd} = 1711.60$  kN  
 $N_{b,Rd} = 3735.98$  kN  $M_{y,c,Rd} = 602.06$  kN\*m  $M_{z,c,Rd} = 205.13$  kN\*m  $V_{z,Ed} = 111.12$  kN  
 $M_{y,N,Rd} = 602.06$  kN\*m  $M_{z,N,Rd} = 205.13$  kN\*m  $V_{z,T,Rd} = 777.65$  kN  
 $M_{b,Rd} = 517.30$  kN\*m  $T_{t,Ed} = 0.01$  kN\*m  
Classe de la section = 1

---

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00  $M_{cr} = 1015.74$  kN\*m Courbe,LT - b XLT = 0.83  
 $L_{cr,upp}=6.00$  m  $Lam_{LT} = 0.77$   $f_{i,LT} = 0.79$  XLT,mod = 0.86

---

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y : en z :  
 $k_{yy} = 1.00$   $k_{zz} = 1.00$

---

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.67 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.14 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $Tau_{,ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $Tau_{,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

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

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

---

-----

Profil correct !!!

# CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3 Poutre\_3

POINT :

COORDONNEE :



PARAMETRES DE LA SECTION : travers IPE 330

ht=33.0 cm

bf=16.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.1 cm

Ay=36.80 cm<sup>2</sup>

Iy=11766.90 cm<sup>4</sup>

Wely=713.15 cm<sup>3</sup>

Az=24.75 cm<sup>2</sup>

Iz=788.14 cm<sup>4</sup>

Welz=98.52 cm<sup>3</sup>

Ax=62.61 cm<sup>2</sup>

Ix=25.70 cm<sup>4</sup>

## DEPLACEMENTS LIMITES



*Flèches*

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 4.1 cm

Vérifié

*Cas de charge décisif* : 65 Neige cas I

uz = 1.6 cm < uz max = L/200.00 = 4.1 cm

Vérifié

*Cas de charge décisif* : 65 Neige cas I



*Déplacements* Non analysé

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

---

NORME : EN 1993-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

---

FAMILLE :

PIECE : 3 Poutre\_3 POINT : 3 COORDONNEE : x = 1.00 L = 8.14 m

---

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 65 Neige cas I

---

MATERIAU :

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa

---

PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 240

h=46.0 cm  $g_{M0}=1.00$   $g_{M1}=1.00$   
b=24.0 cm  $A_y=57.60$  cm<sup>2</sup>  $A_z=32.70$  cm<sup>2</sup>  $A_x=121.99$  cm<sup>2</sup>  
tw=0.8 cm  $I_y=34939.11$  cm<sup>4</sup>  $I_z=4151.98$  cm<sup>4</sup>  $I_x=54.59$  cm<sup>4</sup>  
tf=1.2 cm  $W_{ply}=1646.67$  cm<sup>3</sup>  $W_{plz}=351.73$  cm<sup>3</sup>

---

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = -51.50$  kN  $M_{y,Ed} = 113.90$  kN\*m  $M_{z,Ed} = -0.85$  kN\*m  $V_{y,Ed} = 36.08$  kN  
 $N_{t,Rd} = 2866.66$  kN  $M_{y,pl,Rd} = 386.97$  kN\*m  $M_{z,pl,Rd} = 82.66$  kN\*m  $V_{y,T,Rd} = 770.60$  kN  
 $M_{y,c,Rd} = 386.97$  kN\*m  $M_{z,c,Rd} = 82.66$  kN\*m  $V_{z,Ed} = 20.79$  kN  
 $M_{y,N,Rd} = 386.84$  kN\*m  $M_{z,N,Rd} = 82.63$  kN\*m  $V_{z,T,Rd} = 439.81$  kN  
 $M_b,Rd = 144.28$  kN\*m  $T_{t,Ed} = -0.13$  kN\*m  
Classe de la section = 2

---

PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00  $M_{cr} = 162.30$  kN\*m Courbe,LT - c  $X_{LT} = 0.37$   
 $L_{cr,upp} = 8.14$  m  $\lambda_{LT} = 1.54$   $f_{i,LT} = 1.67$   $X_{LT,mod} = 0.37$

---

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y : en z :

---

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.30 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})g_{M0}) = 0.03 < 1.00$  (6.2.6)

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

---

-----

Profil correct !!!

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF P 22-430

Ratio

0,90

## Général

Assemblage N° :1

Nom de l'assemblage :Poutre - poutre

Noeud de la structure :5

Barres de la structure :3, 4

## Géométrie

### Côté gauche

#### Poutre

Profilé :IPE 330

Barre N° :3

$a = -169,4$ [Deg]Angle d'inclinaison

$hbl = 330$ [mm]Hauteur de la section de la poutre

$bfbl = 160$ [mm]Largeur de la section de la poutre

$twbl = 8$ [mm]Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$tfbl = 12$ [mm]Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$rbl = 18$ [mm]Rayon de congé de la section de la poutre

$Abl = 62,61$ [cm<sup>2</sup>]Aire de la section de la poutre

$Ixbl = 11766,90$ [cm<sup>4</sup>]Moment d'inertie de la poutre

Matériau :ACIER

$seb = 235,00$ [MPa]Résistance

### Côté droite

#### Poutre

Profilé :IPE 330

Barre N° :4

$a = -10,6$ [Deg]Angle d'inclinaison

$hbr = 330$ [mm]Hauteur de la section de la poutre

$bfbr = 160$ [mm]Largeur de la section de la poutre

twbr =8[mm]Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
tfbr =12[mm]Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
rbr =18[mm]Rayon de congé de la section de la poutre  
Abr =62,61[cm<sup>2</sup>]Aire de la section de la poutre  
Ixbr =11766,90[cm<sup>4</sup>]Moment d'inertie de la poutre

Matériau :ACIER

seb =235,00[MPa]Résistance

## Boulons

d =16[mm]Diamètre du boulon  
Classe =10.9Classe du boulon  
Fb =84,15[kN]Résistance du boulon à la rupture  
nh =2Nombre de colonnes des boulons  
nv =5Nombre de rangées des boulons  
h1 =54[mm]Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement ei =70;70 [mm]  
Entraxe pi =45;45;90;45 [mm]

## Platine

hpr =686[mm]Hauteur de la platine  
bpr =160[mm]Largeur de la platine  
tpr =20[mm]Epaisseur de la platine

Matériau :ACIER

sepr =235,00[MPa]Résistance

## Jarret inférieur

wrd =160[mm]Largeur de la platine  
tfrd =12[mm]Epaisseur de l'aile  
hrd =330[mm]Hauteur de la platine  
twrd =8[mm]Epaisseur de l'âme  
lrd =814[mm]Longueur de la platine  
ad =12,7[Deg]Angle d'inclinaison

Matériau :ACIER

sebu =235,00[MPa]Résistance

## Soudures d'angle

aw =6[mm]Soudure âme  
af =9[mm]Soudure semelle  
afd =5[mm]Soudure horizontale

## Efforts

Cas :Calculs manuels

$M_y = -55,98$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -0,41$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,20$  [kN] Effort axial

## Résultats

### Distances de calcul

Boulon N° Type a1 a2 a3 a4 a5 a6 a'1 a'2 a'3 a'4 a'5 a'6 s1 s2

1 Intérieurs 2331 45

2 Centraux 2331 68

3 Centraux 2331 68

4 Centraux 2331 45

$x = 54$  [mm] Zone comprimée  $e_x = e_s \cdot \ddot{O}(b/ea)$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N° di Ft Fa Fs Fp Fb Fipi [%]

1 25760,760,00743,9760,7684,15 > 54,66100,00

2 21270,3759,4896,1470,3784,15 > 45,09100,00

3 12270,3759,4896,1470,3784,15 > 25,94100,00

4 7760,7639,6664,0960,7684,15 > 16,36100,00

di - position du boulon

Ft - effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

Fa - effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

Fs - effort transféré par la soudure

Fp - effort transféré par l'aile du porteur

Fb– effort transféré par le boulon  
Fi– effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 54,66 < 60,76 \text{ vérifié} (0,90)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i \max} / A_s \leq \sigma_{sred} \quad |435,23| < 670,00 \text{ vérifié} (0,65)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i \max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2]} / A_s \leq \sigma_{sred} \quad |348,18| < 670,00 \text{ vérifié} (0,52)$$

$T_1 = 0,04$  [kN] Effort tranchant dans le boulon  
 $T_b = 68,31$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,04 < 68,31 \text{ vérifié} (0,00)$$

Vérification de la poutre

$$F_{res} = 283,71 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression} \quad F_{res} = 2 \cdot S F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c \text{ adm}} = 535,26 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c \text{ adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_{se} + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c \text{ adm}} \quad 283,71 < 535,26 \text{ vérifié} (0,53)$$

Distances de calcul

Boulon N°	Type	a1	a2	a3	a4	a5	a6	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	ss	ls	s2
1	Intérieurs	2331													
2	Centraux	2331													
3	Centraux	2331													
4	Centraux	2331													

$$x = 54[\text{mm}] \text{ Zone comprimée } x = es \cdot \ddot{O}(b/ea)$$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	di	Ft	Fa	Fs	Fp	Fb	Fipi [%]
1	25	760,00	743,97	60,76	84,15	>54,66	100,00
2	22	1270,37	59,48	96,14	70,37	84,15	>45,09
3	12	270,37	59,48	96,14	70,37	84,15	>25,94
4	7	760,76	39,66	64,09	60,76	84,15	>16,36

- di – position du boulon
- Ft – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- Fa – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- Fs – effort transféré par la soudure
- Fp – effort transféré par l'aile du porteur
- Fb – effort transféré par le boulon
- Fi – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 54,66 < 60,76 \text{ vérifié } (0,90)$$

Traction des boulons

$$1,25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |435,23| < 670,00 \text{ vérifié } (0,65)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\frac{F_{i\max} + 2.36 \cdot T_{i2}}{A_s} \leq \sigma_{red} |348,18| < 670,00$  vérifié (0,52)

$T_1 = 0,04$  [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 68,31$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$ ,  $0,04 < 68,31$  vérifié (0,00)

Vérification de la poutre

$F_{res} = 283,71$  [kN] Effort de compression  $F_{res} = 2 \cdot S_{Fi} - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 535,26$  [kN] Résistance de la section de la poutre  $N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot \sigma_{se} + N \cdot A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c\ adm}$ ,  $283,71 < 535,26$  vérifié (0,53)

Remarques

Entraxe des boulons trop faible.  $45$  [mm] <  $54$  [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,90

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF P 22-430

Ratio

0,90

## Général

Assemblage N° :1

Nom de l'assemblage :Poutre - poutre

Noeud de la structure :5

Barres de la structure :3, 4

## Géométrie

### Côté gauche

#### Poutre

Profilé :IPE 330

Barre N° :3

$a = -169,4$ [Deg]Angle d'inclinaison

$hbl = 330$ [mm]Hauteur de la section de la poutre

$bfbl = 160$ [mm]Largeur de la section de la poutre

$twbl = 8$ [mm]Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$tfbl = 12$ [mm]Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$rbl = 18$ [mm]Rayon de congé de la section de la poutre

$Abl = 62,61$ [cm<sup>2</sup>]Aire de la section de la poutre

$Ixbl = 11766,90$ [cm<sup>4</sup>]Moment d'inertie de la poutre

Matériau :ACIER

$seb = 235,00$ [MPa]Résistance

### Côté droite

#### Poutre

Profilé :IPE 330

Barre N° :4

$a = -10,6$ [Deg]Angle d'inclinaison

$hbr = 330$ [mm]Hauteur de la section de la poutre

$bfbr = 160$ [mm]Largeur de la section de la poutre

twbr =8[mm]Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
tfbr =12[mm]Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
rbr =18[mm]Rayon de congé de la section de la poutre  
Abr =62,61[cm<sup>2</sup>]Aire de la section de la poutre  
Ixbr =11766,90[cm<sup>4</sup>]Moment d'inertie de la poutre

Matériau :ACIER

seb =235,00[MPa]Résistance

## Boulons

d =16[mm]Diamètre du boulon  
Classe =10.9Classe du boulon  
Fb =84,15[kN]Résistance du boulon à la rupture  
nh =2Nombre de colonnes des boulons  
nv =5Nombre de rangées des boulons  
h1 =54[mm]Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement ei =70;70 [mm]  
Entraxe pi =45;45;90;45 [mm]

## Platine

hpr =686[mm]Hauteur de la platine  
bpr =160[mm]Largeur de la platine  
tpr =20[mm]Epaisseur de la platine

Matériau :ACIER

sepr =235,00[MPa]Résistance

## Jarret inférieur

wrd =160[mm]Largeur de la platine  
tfrd =12[mm]Epaisseur de l'aile  
hrd =330[mm]Hauteur de la platine  
twrd =8[mm]Epaisseur de l'âme  
lrd =814[mm]Longueur de la platine  
ad =12,7[Deg]Angle d'inclinaison

Matériau :ACIER

sebu =235,00[MPa]Résistance

## Soudures d'angle

aw =6[mm]Soudure âme  
af =9[mm]Soudure semelle  
afd =5[mm]Soudure horizontale

## Efforts

Cas :65: Neige cas I

$M_y = -55,96$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -0,48$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,01$  [kN] Effort axial

## Résultats

### Distances de calcul

Boulon N° Type a1 a2 a3 a4 a5 a6 a'1 a'2 a'3 a'4 a'5 a'6 s1 s2

1 Intérieurs 2331 45

2 Centraux 2331 68

3 Centraux 2331 68

4 Centraux 2331 45

$x = 54$  [mm] Zone comprimée  $\epsilon_x = \epsilon_s \cdot \sigma(b/ea)$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N° di Ft Fa Fs Fp Fb Fipi [%]

1 25760,760,00743,9760,7684,15 > 54,63100,00

2 21270,3759,4896,1470,3784,15 > 45,05100,00

3 12270,3759,4896,1470,3784,15 > 25,91100,00

4 7760,7639,6664,0960,7684,15 > 16,34100,00

di - position du boulon

Ft - effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

Fa - effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

Fs - effort transféré par la soudure

Fp - effort transféré par l'aile du porteur

Fb– effort transféré par le boulon  
Fi– effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 54,63 < 60,76 \text{ vérifié}(0,90)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i \max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |434,92| < 670,00 \text{ vérifié}(0,65)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i \max}^2 + 2.36 * T_i^2]} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |347,94| < 670,00 \text{ vérifié}(0,52)$$

T1 = 0,05 [kN] Effort tranchant dans le boulon  
Tb = 68,31 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 0,05 < 68,31 \text{ vérifié}(0,00)$$

Vérification de la poutre

$$F_{res} = 283,84 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression} \quad F_{res} = 2 * S_{Fi} - 2 * N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c \text{ adm}} = 535,19 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c \text{ adm}} = A_{bc} * \sigma_{se} + N * A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c \text{ adm}} \quad 283,84 < 535,19 \text{ vérifié}(0,53)$$

Distances de calcul

Boulon N°	Type	a1	a2	a3	a4	a5	a6	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	ss	ls	s2
1	Intérieurs	2331													45
2	Centraux	2331													68
3	Centraux	2331													68
4	Centraux	2331													45

$$x = 54[\text{mm}] \text{ Zone comprimée } x = es \cdot \ddot{O}(b/ea)$$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	di	Ft	Fa	Fs	Fp	Fb	Fipi [%]
125	760,760,00	743,97	60,76	84,15	>54,63	100,00	
221	270,37	59,48	96,14	70,37	84,15	>45,05	100,00
312	270,37	59,48	96,14	70,37	84,15	>25,91	100,00
477	60,76	39,66	64,09	60,76	84,15	>16,34	100,00

- di – position du boulon
- Ft – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- Fa – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- Fs – effort transféré par la soudure
- Fp – effort transféré par l'aile du porteur
- Fb – effort transféré par le boulon
- Fi – effort sollicitant réel

$$Fi \leq \min(Ft, Fsi, Fpi, Fbi) \quad 54,63 < 60,76 \text{ vérifié } (0,90)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{\text{imax}} / A_s \leq \text{sred} |434,92| < 670,00 \text{ vérifié } (0,65)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\sigma = \frac{F_{\max} + 2.36 \cdot T_1}{A_s} \leq \sigma_{\text{sred}} = 347,94 < 670,00$  vérifié (0,52)

$T_1 = 0,05$  [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 68,31$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$ ,  $0,05 < 68,31$  vérifié (0,00)

Vérification de la poutre

$F_{\text{res}} = 283,84$  [kN] Effort de compression  $F_{\text{res}} = 2 \cdot S_{Fi} - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{\text{c adm}} = 535,19$  [kN] Résistance de la section de la poutre  $N_{\text{c adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_{\text{se}} + N \cdot A_{bc} / A_b$

$F_{\text{res}} \leq N_{\text{c adm}}$ ,  $283,84 < 535,19$  vérifié (0,53)





Remarques

Entraxe des boulons trop faible.  $45$  [mm] <  $54$  [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,90

# Bibliographie

# BIBLIOGRAPHIE

- [1]  **Titre :** DTR Règlement neige et vent RNV 99  
**Edition :** I.S.B.N, Alger, 2000.
- [2]  **Auteur :** Jean MOREL  
**Titre :** structures métalliques « guide de calcul  
CM66 ADDITIF80-EUROCODE 3.  
**Edition :** 3<sup>ème</sup> Editions Eyrolles, Paris, 1999
- [5]  **Titre :** DTR règlement parasismiques algériennes RPA 99 version  
2003.  
**Edition :** ISBN, Alger, 2004.
- [6]  **Auteur :** Lahlou DAHMANI  
**Titre :** Calcul des éléments résistants d'une construction métalliques  
**Edition :** 2<sup>ème</sup> Editions OPU, Alger, 2006
- [7] **Auteur :** Lahlou DAHMANI  
**Titre :** Calcul des éléments de construction métalliques selon  
l'EUROCODE 3  
**Edition :** 3<sup>ème</sup> Editions OPU, Alger, 2012
- [8] **Sites Internet :**  
[www. Techniques de l'ingénieur.fr](http://www.Techniques de l'ingénieur.fr)  
[www. Access-steel.com](http://www. Access-steel.com)  
[www.acierconstruction.com](http://www.acierconstruction.com)  
[www.ebanque-pdf.com](http://www.ebanque-pdf.com)  
[www.civilmania.com](http://www.civilmania.com)  
[www.eccspublications.eu](http://www.eccspublications.eu)  
[www.notices-pdf.com](http://www.notices-pdf.com)  
[www.eyrolles.com](http://www.eyrolles.com)  
[www.nemetschek-scia.com](http://www.nemetschek-scia.com)  
[www.acier.org](http://www.acier.org)  
[www.archimetal.com](http://www.archimetal.com)  
[www.cstb.fr](http://www.cstb.fr)  
[www.ctcim.com](http://www.ctcim.com)  
[www.otua.asso.fr](http://www.otua.asso.fr)

## *Pour conclure*

*D'une manière générale, ou dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire.*

*On ne saurait prétendre que cette étude nous met hors de portée de toutes difficultés de la construction métallique, mais il n'en demeure pas moins qu'elle nous a permis d'élargir le champ de nos connaissances.*

*Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurité, technique et économique.*

*Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui - pour la préparation de ce projet - ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils.*