

2.1-Définition et rôle des pannes

Les pannes constituent le deuxième élément principal du comble après les fermes. Ce sont des poutrelles obtenues par laminage à chaud qui travaillent bien à la flexion. (Figure 2.1)

Elles ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées perpendiculairement aux fermes sur leurs membrures supérieures (arbalétriers).

Placées parallèlement entre elles à entraxes constants qui dépend de la portée admissible des bacs de couverture, elles sont jumelées au faîtage (pannes faîtière) et renforcées en rives pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent (pannes sablières). Leur portée correspond à l'entraxe des fermes (travées).

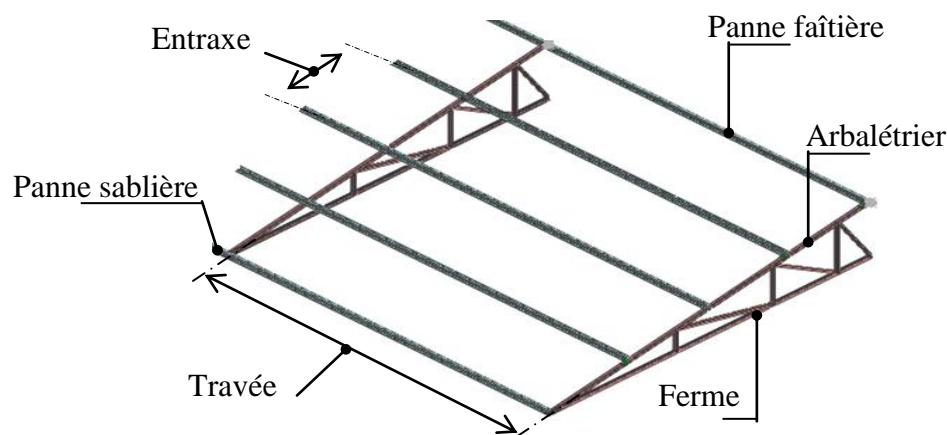


Figure 2.1 : Panne faîtière et panne sablière

2.2-Assemblage et fixation des pannes

L'assemblage et la fixation des pannes sur les fermes, consiste à solidariser ces deux éléments qui sont nécessaires à la construction d'une ossature stable. D'une part, capable de supporter les charges propres et les surcharges en action sur la couverture et d'autre part, assurer la répartition des efforts entre l'ensemble des pièces sans création de contraintes parasites.

Des précautions constructives sont à prendre en compte, du fait que les assemblages (rivés, boulonnés, soudés ou collés) ou les zones de fixations présente un lieu de concentration des contraintes à cause de la multitude des percages et des soudures.

Grâce à la diversité technique des liaisons mécaniques, la fixation des pannes dans les structures en charpente métallique est devenue facile et économique, en utilisant deux pièces maîtresses à savoir les échantignoles et les liernes.

2.2.1- Echantignoles

Les pannes sont assemblées aux fermes par l'intermédiaire d'éléments en fer plat appelés échantignoles. Cette liaison est assurée par boulonnage, afin d'éviter tout glissement ou basculement, causé par la pente des versants, lors de leurs poses (Figure 2.2)

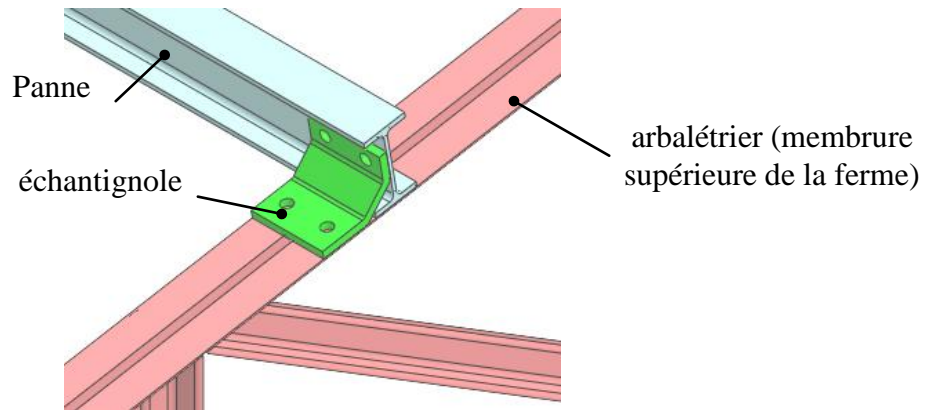


Figure 2.2 : Fixation de la panne sur la ferme

2.2.2-Liernes (liens)

Du fait de la faible inertie de la section du profilé de la panne dans le plan des versants inclinés, implique une importante déformation en flexion due à l'effet de la charge perpendiculaire à l'âme des profilés. Une première solution consiste à utiliser des profilés de fortes sections, ce qui rend la construction économiquement onéreuse. Afin de remédier à cette situation, les pannes sont reliées entre elles par des liernes (tirants) de traction, situées à mi-portée ou au tiers de la portée, leur rôle consiste à maintenir la structure en un état de service acceptable (Figure 2.3)

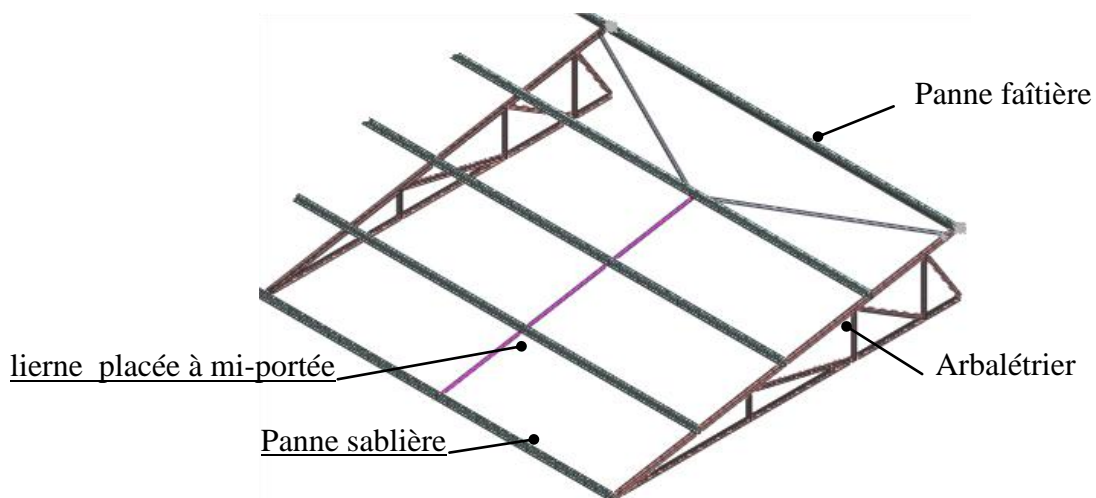


Figure 2.3 : maintien de la panne avec lierne

2.3- Travail des pannes

Les pannes sont généralement soumises à un chargement linéairement répartie comme le montre la figure 2.4.

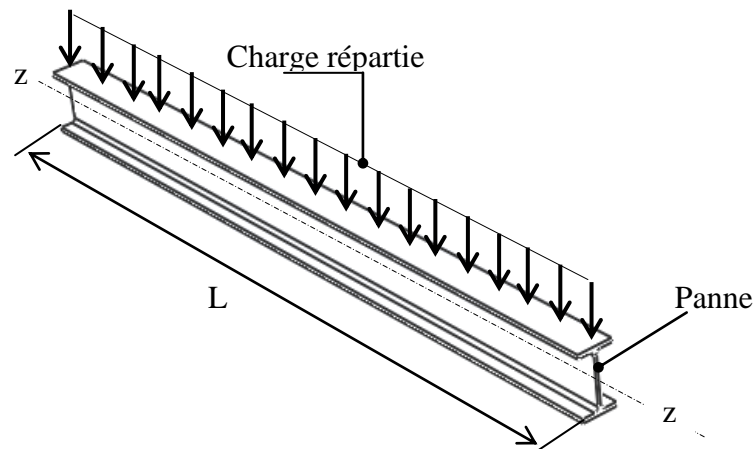


Figure 2.4: Chargement linéairement répartie sur une panne

En prenant position sur le versant incliné de la ferme, la charge agit sur la panne suivant les deux plans d'inerties principaux, ce qui nous met dans un cas d'étude parmi les modèles d'études en résistance des matériaux à savoir la flexion déviée des poutres (Figure 2.5).

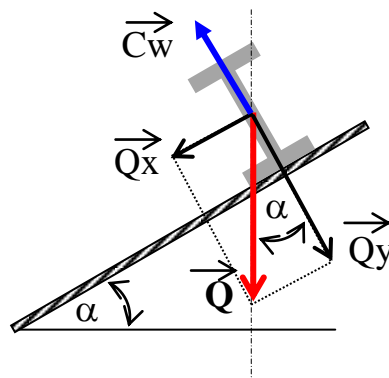


Figure 2.5 : Composantes des Charges suivant les deux plans d'inerties principaux (flexion déviée)

La charge globale répartie (poids propre de la panne et de la couverture, neige, vent, charges suspendues éventuelles) agissant perpendiculairement en gravité sur la panne, a une résultante $[Q]$ qui se décompose en une charge $[Q_y]$ parallèlement au plan de symétrie de l'âme et une autre charge $[Q_x]$ perpendiculaire à celui-ci. Cette dernière charge qui agit perpendiculairement à l'âme

dans le plan des versants tend à provoquer un glissement ou un diversement de la panne.

À noter que, le vent tend à soulever la couverture en appliquant une charge $[C_w]$ normale aux versants.

De l'analyse statique de la panne (Figure 2.6) on déduit les équations suivantes :

1- La Charge Totale:

$$Q = Q_x + Q_y \quad 2.1$$

2- La charge dans le plan Z-X:

$$Q_x = Q * \sin(\alpha) \quad 2.2$$

3- La charge dans la plan Z-Y:

$$Q_y = Q * \cos(\alpha) \quad 2.3$$

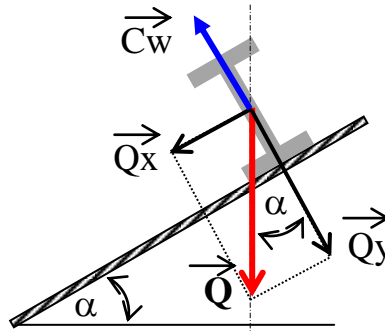


Figure 2.6 : Analyse statique de la panne

Une fois les charges $[Q_x]$ et $[Q_y]$ calculer en utilisant les équations (2.2) et (2.3) nous pouvons calculer les moments fléchissant, maximaux suivant les deux axes de la panne et par la suite vérifier la condition de résistance dans l'état limite ultime (ELU) suivante :

$$\sigma_{fy(\max)} + \sigma_{fx(\max)} < \sigma_e \quad 2.4$$

Les pannes doivent aussi vérifier en même temps la condition de déformation dans l'état limite de service (ELS) suivante:

$$f_{\max} = \sqrt{f_{x(\max)}^2 + f_{y(\max)}^2} < f_{adm} \quad 2.5$$

Comme toute étude en RDM, le calcul doit s'appuyer sur certaines hypothèses simplificatrices, conduisant aux solutions approchées, tout en permettant une bonne simulation du comportement des structures soumises à différents types de charges. On peut citer les principales hypothèses :

1. Homogénéité, isotropie et continuité des matériaux,
2. Elasticité et linéarité des matériaux,
3. Déformations petites par rapport aux dimensions de l'élément,
4. Hypothèse sur les déplacements (NAVIER BERNOULI) [section reste droite à la fibre neutre après déformation sous chargement],

5. Hypothèse sur les efforts (B.SAINT VENANT) [possibilité de Schématisation d'un système de forces par le torseur résultant].

2.4- Sollicitations des pannes

2.4.1- Actions sur les Pannes:

Théoriquement les actions auxquelles sont soumises les structures métalliques [B] sont recenser et classés en trois catégories :

I- Actions permanentes;

- poids propres ;
- Action de la précontrainte ;
- Déplacement différentiel des appuis ;
- Déformation imposée à la construction.

II- Actions variables;

- Charges d'exploitation ;
- Action du vent ;
- Action de la neige ;
- Action de la température.

III- Actions accidentelles.

- Explosions ;
- Séismes ;
- Chocs.

De cette théorie on peut tirée les charges et les surcharges auxquelles sont soumises les pannes et qui sont les suivantes :

1- La charge Permanente C_p : (Figure 2.7)

- $C_p = P_p + P_c$
- P_p (poids Propre de la panne)
- P_c (Poids de la couverture)

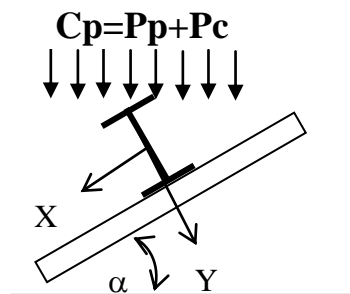


Figure 2.7 : Charge permanente agissant sur les pannes

2- Surcharges Climatiques

- Surcharge de Neige :

C_{sn} (Neige normal) ou **C_{se}** (Neige extrême) (Figure 2.8)

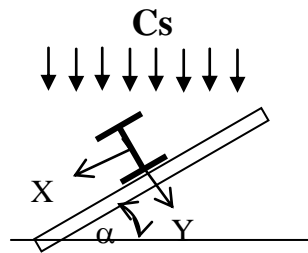


Figure 2.8 : Surcharges climatiques de neige

- Surcharge de Vent :

C_{wn} (Vent normal) ou **C_w** (Vent extrême)

Il est évident que le vent agit avec une charge appliquée perpendiculairement au versant, qui a tendance à soulever la couverture (toiture) (Figure 2.9).

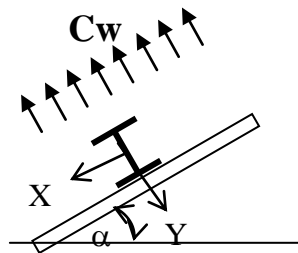


Figure 2.9 : Surcharges climatiques de vent

3- Surcharges d'Exploitation **C_{exp}** : (Figure 2.10)

Ces surcharges comptent les surcharges d'entretien et les surcharges du poids des masses suspendues.

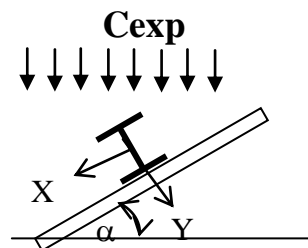


Figure 2.10 : Surcharges d'exploitation

2.4.2- Détermination des charges globales pondérées et non pondérées

Pour balayer les erreurs commises sur le calcul des inerties et des contraintes, du fait des tolérances des poutrelles, provoquées par différents défauts qui peuvent contribuer à diminuer l'inertie du profilé, à provoquer des moments de torsion, des phénomènes de voilement, ...etc., les charges sont majorées par des coefficients de pondération ou de majoration.

Ces défauts sont :

- Défauts de dimensions : les dimensions géométriques des sections sont peut précises (les tolérances varient de 1% sur la hauteur à plus de 15% sur l'épaisseur des ailes, pour des poutrelles IPE ou HE) ;
- Défauts d'équerrage : les ailes ne sont pas rigoureusement orthogonales à l'âme ;
- Défauts de symétrie : les largeurs d'ailes ne sont pas exactement identiques ;
- Défauts d'incurvation : l'âme peut être incurvée (flèche de 1 à 2 mm) ;
- Défauts de dressage : la fibre moyenne des poutrelles peut être incurvée (flèche de 2 à 3 ‰ de la portée).

Selon la norme CM-66, les coefficients de pondération utilisés et les combinaisons des charges les plus défavorables qui en résultent :

- Coefficients de pondération

$$\psi_0 = \frac{4}{3} = 1,33 \quad 2.6- a$$

$$\psi_1 = \frac{3}{2} = 1,50 \quad 2.6- b$$

$$\psi_2 = \frac{17}{12} = 1,42 \quad 2.6- c$$

- Combinaisons des charges pondérées

$$1^{\text{ere}} \text{ Combinaison : } \frac{4}{3} \cdot C_p + \frac{3}{2} \cdot C_{sn} \quad 2.7$$

$$2^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } \frac{4}{3} \cdot C_p + \frac{3}{2} \cdot C_{se} \quad 2.8$$

$$3^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } \frac{4}{3} \cdot C_p + \frac{17}{12} \cdot (C_{sn} + C_{se}) \quad 2.9$$

$$4^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } \frac{4}{3} \cdot C_p + \frac{3}{2} \cdot C_{wn} \quad 2.10$$

$$5^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } \frac{4}{3} \cdot C_p + \frac{3}{2} \cdot C_{we} \quad 2.11$$

$$6^{\text{eme}} \text{ Combinaison : } \frac{4}{3} \cdot C_p + \frac{17}{42} \cdot (C_{wn} + C_{we}) \quad 2.12$$

Selon la norme NV 65 :

$$C_{se} = 1,75 \cdot C_{sn} \quad 2.13$$

$$C_{we} = 1,75 \cdot C_{wn} \quad 2.14$$

Cependant, en entier, il est à noter qu'on n'associe jamais neige et vent extrêmes.

- Charges non pondérées

La charge non pondérée étant calculer par la somme des charges nettes en action

$$C_p + C_{sn} + C_{wn} + C_{exp} \quad 2.15$$

2.5- Processus et méthodologie de dimensionnement des pannes.

Le dimensionnement de la panne n'est rien d'autre qu'un processus de calcul en flexion de l'élément poutre avec l'introduction des conditions de résistance et de déformation nécessaire au dimensionnement selon une norme définie, ensuite une procédure de sélection d'un profilé normalisé, parmi la gamme des profilés existante dans le commerce. La méthodologie mise en œuvre pour arriver au dimensionnement des pannes se résume sur la figure 2.10

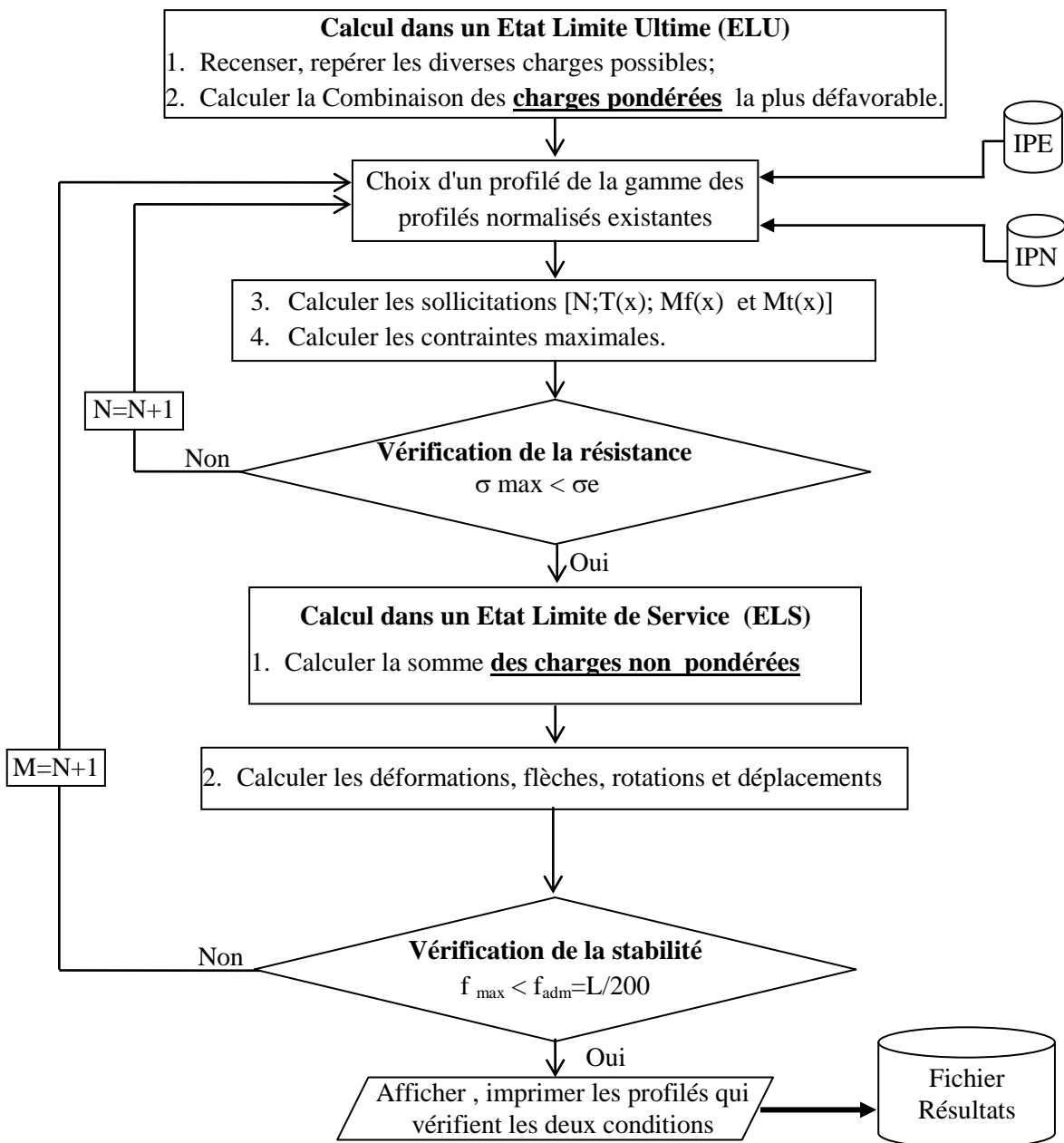


Figure 2.11: Processus présentant la méthodologie de calcul et selection de profilé

Ces calculs sont régis selon les règles et les normes, en usage pour la construction métallique, comme :

- a. Le code CM 66 et Additif 80 : Règles de dimensionnement des constructions métalliques
- b. L'Euro code 3 - 1993
- c. Le code NV 65 : Règles déterminant les actions de la neige et du vent sur les constructions

2.6- Normes et règles appliquées pour le calcul en charpente métallique

2.6.1-Historique [26]

L'apparition de nouvelles règles de calculs des constructions en acier fut une nécessité en face des conditions d'appel à la concurrence pour les marchés publics de travaux. La naissance de l'eurocode était une proposition française afin d'établir des règles de calculs communes.

En 1990, le comité européen de normalisation (CEN) saisie les travaux de préparation des différents eurocode, établit par la commission de l'union européenne (CUE), ces eurocode ont été établit en un premier temps comme normes européenne provisoires (ENV), les prendre comme référence ne peut être accepter, qu'après la publication des textes réglementaires et les documents de mise en application national (DAN). Le délai théorique de la mise au point d'une norme (3 à 5) ans, fait que la conversion en norme européenne (EN) des eurocode 1,2,3 et 4 débute en 1996 et la publication des textes en l'année 2000.

Les intitulés de normes eurocode sont les suivants:

EN 1990	Eurocode 0	Base de calculs des structures
EN .1991	Eurocode 1	Actions sur les structures
EN .1992	Eurocode 2	Calcul des structures en béton
EN .1993	Eurocode 3	Calcul des structures en acier
EN .1994	Eurocode 4	Calcul des structures mixte acier - béton
EN .1995	Eurocode 5	Calcul des structures en bois
EN .1996	Eurocode 6	Calcul des structures en maçonnerie
EN .1997	Eurocode 7	Calcul géotechnique
EN .1998	Eurocode 8	Conception et dimensionnement des structures résistantes aux séismes
EN .1999	Eurocode 9	Calcul des structures en alliage d'aluminium

Une maintenance régulière par des révisions périodiques est prévue tous les cinq ans environ.

2.6.2- Principe de calcul et vérification

Dans le passé jusqu'au 19^e siècle, presque toutes les constructions ont été conçues et réalisées d'une façon empirique, Delors la sécurité dépendait de l'expérience et le savoir faire des maitres d'œuvres.

Suite à la naissance des profilés en acier, qui ont trouvé leur usage en charpente métallique et l'application de la résistance des matériaux dans le domaine de dimensionnement des structures métalliques, le principe de base qui fut adopter pour assuré la sécurité, c'était de déterminer, vérifier que la contrainte maximale (σ_{max}) en zone critique de l'ossature métallique soit inférieure à une certaine contrainte admissible (σ_{adm}), qui est la contrainte de rupture divisée par un coefficient de sécurité (s) issus d'une pratique ou des probabilités.

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{s} = \frac{\sigma_e}{s}$$

Les recherches menées dans la sécurité des constructions, dans le domaine de la plasticité et calcul à la rupture ont aboutit à un principe d'analyse rationnel de la sécurité des constructions, qui est la définition et l'études des états limites ou les situations critiques que l'on veut éviter.

2.6.3- Etats limites

Lorsqu'une structure métallique est soumise à un chargement variable croissant dans le temps , les déformations naissantes risquent de ne plus être réversibles au delà d'un certain seuil, soit d'une manière rapidement apparente (phénomène de fissuration et plastification) ou progressivement apparente (phénomène de fatigue), celle ci perd la qualité de sécurité par la suite.

Dans ces conditions la structure métallique, ne satisfait plus les exigences fonctionnelles, définies au début de projet dans le cahier de charge.

On peut dire que les états limites ont été atteints. Ces états sont :

1- Etats limites ultimes (ELU)

Correspondant à un cas de chargement exceptionnel, ultime pour la structure métallique, précédant de peu la phase de rupture et d'effondrement. Cette situation apparait clairement par la constatation :

- de perte d'équilibre,
- d'instabilité de forme,
- de rupture d'élément,
- des déformations plastiques excessives.

2- Etas limites de services (ELS)

Correspondant à l'utilisation courante de la structure métallique dans l'état de fonctionnement normale et efficace, sous la condition de garantir la pérennité de la structure. Un état limite de service c'est l'état au delà duquel les critères spécifiques d'exploitation ne sont plus satisfaits. C'est le cas ou les déformations mettent en cause le fonctionnement ou l'effondrement total ou partiel de la dite structure métallique.

Les règles de conception et les dispositions des calculs appliquées actuellement à l'études des projets de constructions en aciers sont le code CM-66 et ces additifs-1980.

2.6.4- Conventions selon CM-66 et additifs 80

1- Système d'axes de références :

Les axes principaux d'inertie sont représenté sur la figure 2.11, avec :

- 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.

leur sens est défini par le fait qu'ils forment un repère orthogonale direct.

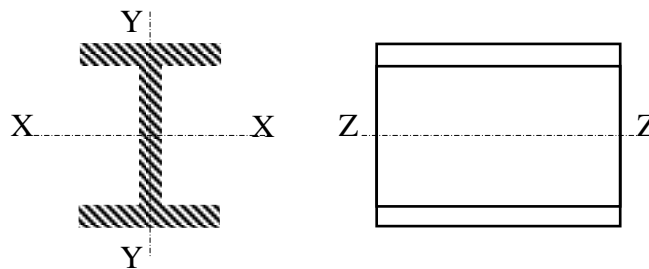


Figure 2.12 : Axes principaux d'inertie

2- Unités pratiquées :

Les unités du système international (S.I) usités sont :

Effort, Charge	[DaN]	Section, Aire	[mm ²]
Charge linéaire	[DaN/m]	Moments fléchissant	[DaN/mm ²]
Longueur	[mm]	Moments statique	[cm ³]
Contraintes	[DaN/mm ²]	Moments d'inertie	[cm ⁴]

3- Contraintes admissibles :

Les conditions de vérifications en usage pour les calculs sont :

- En traction : $\sigma \leq \sigma_e$
- Cisaillement : $\tau \leq 0,6 \cdot \sigma_e$
- Flexion simple : $\frac{\sigma_f}{s} \leq \sigma_e$ (*s*: coefficient de sécurité)
- Instabilité élastique $k \cdot \sigma \leq \sigma_e$ (*k*: coefficient de flambement ou de diversement)

4- Convention résistance des matériaux :

- Efforts tranchants : négatifs en bas et positifs en haut
- Moments fléchissant : positifs en bas et négatifs en haut

5- Types de charges :

On se basant sur la certitude d'existence des charges suivantes :

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

Les types de charges sont les suivants :

- Charge permanente ponctuelle: $\rightarrow G$
- Charge permanente uniformément répartie : $\rightarrow g$
- Charge d'exploitation ponctuelle : $\rightarrow Q$
- Charge d'exploitation uniformément répartie : $\rightarrow q$
- Charge de neige normale : $\rightarrow S_n$
- charge de neige extrême : $\rightarrow S_e$
- Charge de vent normal : $\rightarrow W_n$
- Charge de vent extrême : $\rightarrow W_e$
- Actions accidentelles : $\rightarrow A$
- Actions sismiques : $\rightarrow E$
- Action thermiques : $\rightarrow T$