

## ***Chapitre 2. Notion de Base et de Sécurité***

---

### **2.1 Notion de sécurité**

Tout calcul de dimensionnement ou de vérification de structure repose sur de nombreuses hypothèses mathématiques ou physiques, généralement modélisées, et parfaitement théoriques.

Ces hypothèses correspondent assez mal à la réalité, du fait du grand nombre d'imprécisions, d'imperfections, voire d'erreurs, qui affectent les calculs, la fabrication, le montage et l'utilisation des structures concernées, et qui présentent un caractère très variable et parfaitement aléatoire.

Cet ensemble d'imprécisions et d'imperfections peuvent affecter :

#### **2.1.1 La conception d'une structure**

- Sous-estimation des charges, permanentes mais surtout variables ;
- Condition de liaison aux nœuds erronés (assimilées à des encastres ou des articulations parfaits, pour des raisons de modélisation de méthodes de calculs, alors qu'en réalité un nœud n'est que partiellement encasté ou articulé) ;
- Assemblages mal conçus (les notions de rigidité et de capacité de rotation sont souvent mal perçues ou purement éludées) ;
- Effets dus à la dilatation des aciers non pris en compte ;
- Déformations excessives à l'état-limite de service (flèches  $f$ , rotation  $\theta$ , déplacements  $\Delta$ ) ....etc.

#### **2.1.2 La fabrication des éléments**

- La limite élastique  $f_y$  d'un acier n'est pas précisément déterminée ;
- Les contraintes résiduelles de laminage, que l'on connaît mal, faussent les calculs des contraintes résultantes ;

- Le module d'élasticité de l'acier  $E$  n'est pas constant dans une section ;
- L'acier n'est pas, comme on le considère en résistance des matériaux, un matériau parfaitement élastique, homogène et isotrope ;
- Les tolérances de laminage sont importantes et perturbent les calculs d'inertie et de contraintes de 15 %, très facilement.

### **2.1.3 La transformation des pièces**

La transformation en usine, du fait d'erreurs sur les plans d'exécution ou en atelier, de cotations erronées, d'oublis de raidisseurs, de perçages trop importants, de soudures défectueuses, etc.

### **2.1.4 Le montage sur site**

- Les modes de calcul prennent en compte les structures en phase définitive, et rarement en phase de montage, ce qui peut conduire à des problèmes divers : déversement de poutres au levage, effondrement du fait de contreventements provisoires oubliés....

- Serrage de boulons incorrect (notamment de boulons HR), diamètre et nuance d'acier des boulons non conformes, coefficient de frottement des platines  $\mu$  insuffisant, etc.

### **2.1.5 L'exploitation par le maitre d'ouvrage peut s'avérer néfaste**

- Modification de destination des locaux, d'où charge bien supérieures sur les planchers ;

- Adjonction de charges initialement non prévues : plans, etc ;

- Absence de maintenance et d'entretien (corrosion des aciers, oxydation, perte de section résistante).

Considérant enfin, contrairement aux hypothèses de la R.D.M, que les charges ne sont jamais centrées, que les poteaux ne sont que rarement verticaux, que les poutres sont également rarement rectilignes, que les sollicitations ne sont pas nécessairement confinées dans les plans principaux d'inertie, nous pouvons être certains, que pendant sa durée de vie, un ouvrage sera soumis à des sollicitations supérieures à celles prises en comptes dans les calculs.

De ce fait, pour assurer la sécurité d'une construction, deux démarches sont possibles :

- La première, qui est un calcul aux *contraintes admissibles*, dans lequel il s'agit de vérifier que la contrainte en service reste inférieure à une fraction de la contrainte ultime du matériau.

Il s'agit cette fois d'une méthode de calcul de type « déterministe », qui suppose les paramètres de calcul connus, donc non aléatoires.

- La seconde, qui est un calcul aux « états-limites », dans lequel il faut vérifier que la contrainte en service, majorée (ou pondérée), reste inférieure à la contrainte ultime du matériau.

Il s'agit cette fois d'une méthode de calcul de type « probabiliste », qui introduit des coefficients de pondération variables, donc aléatoires.

Il semble, que la tendance actuelle et à venir des règlements et normes en cours d'élaboration, aille vers des méthodes de calculs « semi-probabilités », ce qui est le cas pour l'*Eurocode 3*.

### 2.1.6 Etats-limites

Un état-limite est un état particulier, au-delà duquel une structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue et dimensionnée.

On distingue deux types d'états-limites :

- L'état-limite de service (E.L.S), qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage et qui limite les déformations de la structure, afin d'éviter des désordres secondaires et garantir de l'ouvrage (limitation des flèches, de la fissuration du béton..) ;
- L'état-limite Ultime (E.L.U), qui correspond à un cas de charge exceptionnel, ultime (par exemple : neige trentenaire, crue centenaire...), pour lequel la stabilité de l'ouvrage doit être garantie, bien qu'étant à la limite de la ruine. 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.

## 2.2 Règlementations :

Depuis plusieurs années la réglementation française en ce qui concernait la conception et le calcul des constructions métalliques était largement utilisée en *Algérie* en l'occurrence les « règles CM 66 » qui règlementait tous les bâtiments en acier. Ces règles basées sur l'hypothèse de comportement élastique linéaire de l'acier (loi de Hooke : les contraintes proportionnelles aux déformations), permettaient de calculer la résistance des éléments d'une construction de manière très simple.

En ce qui concerne les ponts et ouvrages d'art le titre V du fascicule 61, intitulé « conception et calcul des ponts et constructions métalliques en aciers » faisait aussi office.

Ces règlements ont été complétés peu de temps après (les années 1970) par des normes NF, qui régissaient les calculs des assemblages :

- Pour les assemblages rivets : la norme NFP 22410 et P22411.
- Pour les assemblages par boulons ordinaires : normes NFP22430 et P22431.
- Pour les assemblages par boulons précontraints : normes NFP 22460 et P22469.
- Pour les assemblages soudés : normes NFP22470 et P22472.

Le développement de la théorie de plasticité et les résultats de recherche acquis ont permis la mise au point d'un document complémentaire aux anciennes règles qui est « l'additif 80 » (dans les années 1980), qui permettait de tirer parti des propriétés élasto-plastiques de l'acier et d'alléger ainsi les structures.

Depuis 1993 et dans le but d'uniformiser les différentes règles existant dans l'union européenne dans le domaine de la construction, une nouvelle réglementation est entrée en vigueur ce sont les Eurocodes et en particulier l'Eurocode 3 pour les constructions métalliques.

En 1997est apparu en *Algérie* le « CCM 97 » en remplacement des règles « CM 66 », ce document qui reprend les différentes parties de l'Eurocode 3.

### 2.2.1 Eurocode 3 et l'approche de calcul adoptée

L'Eurocode 3 est très enrichi par les avancées réalisées expérimentalement et théoriquement sur les constructions métalliques, c'est un règlement très novateur, il a introduit des notions qui n'existaient pas auparavant comme la classification des sections transversales, il fixe des règles très détaillées de calcul, et propose plusieurs alternatives de dimensionnement (calcul en élasticité, ou en plasticité, calcul selon une analyse globale de la structure au premier ou au second ordre). L'ensemble des calculs est pensé selon une approche très sécuritaire, basé sur une

pensé selon une approche très sécuritaire, basé sur une calibration de très nombreuses formules de calculs de résistance.

Au lieu d'un seul facteur de sécurité traditionnellement utilisé, L'Eurocode 3 a introduit plusieurs coefficients partiels de sécurité frappant les charges et les résistances.

### 2.1.2 Règlement Algérien CCM 97

Le CCM 97 est le règlement technique algérien qui vient substituer le CM66 en calcul pratique admis pour les constructions métalliques. Issu du règlement européen unifié dans ce domaine Eurocode3 et, il respecte les recommandations spéciales pour le pays Algérien dans le domaine parasismique et le domaine des surcharges climatiques RNVA 99.

## 2.3 Actions et Combinaisons de calcul

Les actions agissant sur une structure sont de trois types :

- Les actions permanentes G
  - Poids propres ; 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.
- Les actions accidentelles A (ce type est rarement pris en compte, uniquement s'il est spécifié sur le cahier des charges du marché de consultation).
  - Explosions ;
  - Chocs de véhicules.

### 2.3.1 Combinaisons d'actions à l'E.L.U

Les combinaisons d'actions sont :

- Avec une action variable :  $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.50Q$

Avec :

$G_{\max}$  : action permanente défavorable,

$G_{\min}$  : action permanente défavorable,

$Q$  : action variable défavorable.

- Avec plusieurs actions variables :  $1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 \sum Q_i$

### 2.3.2 Combinaisons d'actions à l'E.L.S

Elles servent exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations (flèches et déplacements).

Les combinaisons d'actions sont :

- Avec une action variable :  $G + Q$
- Avec plusieurs actions variables :  $G + 0.9 \sum Q_i$

### 2.3.3 Valeurs limites des déformations

Les valeurs limites des déformations des structures métalliques ne sont pas imposées réglementairement et brutalement, car elles dépendent de divers critères, propres à chaque construction (l'installation de ponts roulants, d'ascenseurs, de façades vitrées, etc..., exigera des déformations très limitées et une grande rigidité des structures, afin de garantir le bon fonctionnement desdites installations. En revanche, un simple entrepôt tolérera des déformations nettement plus importantes).

Le choix incombe donc aux concepteurs, aux maîtres d'ouvrage ou aux utilisateurs finaux, qui sont censés connaître diverses affectant tant la construction proprement dite que son utilisation ou sa destination finale.

Si ces choix n'ont pas été exprimés au niveau des cahiers des charges, le règlement Eurocode 3 recommande des limites, qui sont les suivantes, et qui restent approximatives :

- 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 :  $\Delta < L/500$ .

### 2.3.4 Coefficients partiels de sécurité

Les coefficients partiels de sécurité introduits par l'Eurocode 3 sont notés par  $\gamma_M$ , ils sont fonctions de la classe de section pour le calcul des résistances des sections transversales.

- Sections Brutes de classe 1, 2, 3 :  $\gamma_{M0} = 1$
- Sections Brutes de classe 4 :  $\gamma_{M1} = 1.1$
- Sections nette au droit des trous :  $\gamma_{M2} = 1.2$

Pour le calcul des éléments métalliques à l'insatiabilité élastique :

- Flambement
  - Déversement
  - Voilement
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flambement} \\ \bullet \text{ Déversement} \\ \bullet \text{ Voilement} \end{array} \right\} \gamma_{m1} = 1.1$$

Pour le calcul des assemblages,  $\gamma_M$  prend les valeurs suivant le mode d'assemblage et la sollicitation auquel il est soumis :

- *Assemblage avec boulons ordinaires :*
  - Sollicité en cisaillement :  $\gamma_{mb} = 1.25$
  - Sollicité à la traction :  $\gamma_{mb} = 1.50$
- *Assemblage avec boulons HR :*
  - A l'état limite ultime  $\gamma_{ms} = 1.25$  ou **1.40** selon la forme du trou (trou à tolérance ou oblong).
  - A l'état limite de service  $\gamma_{ms} = 1.1$  trou à tolérance normale.
- *Assemblage par soudures :  $\gamma_M$  est en fonction de la nuance d'acier.*
  - Acier S235 :  $\gamma_{MW} = 1.25$
  - Acier S275 :  $\gamma_{MW} = 1.30$
  - Acier S335 :  $\gamma_{MW} = 1.35$