

Les présentes « Règles de calcul des constructions en acier » résultent d'un examen et de la modification, par une commission d'études, des « Recommandations pour le calcul en plasticité des constructions en acier » publiées dans la revue Construction Métallique, n° 4 - 1975. Cette commission d'études était composée de :

MM. Pousset (Président)	CTICM
Aribert	INSA de Rennes
Bedel	P. L. MAITRE
Bouillaguet	AFNOR
Brozzetti	CTICM
Galéa	CTICM
Gandil	SNCF
Journet	SOCOTEC
Jovanovic	VERITAS
Lescouarc'h	CTICM
Mouty	VALEXY
Maliato	SNCI
Papoudof	CSTB
Perchat	UTI
Rosenthal	CEP
Vernier	DESSE

Ces règles ont été entérinées par le Groupe DTU le 17 décembre 1980.

## SOMMAIRE

<p><b>INTRODUCTION</b> <span style="float: right;">65</span></p> <hr/> <p><b>1. - GÉNÉRALITÉS</b> <span style="float: right;">65</span></p> <hr/> <p>1,1. - Définition  1,2. - Objet  1,3. - Domaine de validité  1,4. - Référence à d'autres critères et à l'expérimentation</p> <p><b>2. - MATÉRIAUX</b> <span style="float: right;">67</span></p> <hr/> <p><b>3. - BASES DE CALCUL</b> <span style="float: right;">67</span></p> <hr/> <p>3,1. - États-limites  3,2. - Actions et sollicitations  3,21. - Actions  3,22. - Sollicitations  3,23. - Valeurs des actions  3,24. - Prise en compte des actions</p> <p>3,3. - Combinaisons d'actions  3,31. - Coefficients de pondération  3,32. - Valeurs des coefficients de pondération  3,32-1. - États-limites ultimes  3,32-2. - États-limites d'utilisation</p> <p>3,4. - Calcul des sollicitations  3,41. - États-limites ultimes  3,41-1. - Calcul plastique des sollicitations  3,41-2. - Calcul élastique des sollicitations  3,42. - États-limites d'utilisation</p>	<p><b>4. - RÉSISTANCE DES SECTIONS</b> <span style="float: right;">72</span></p> <hr/> <p>4,1. - Règle générale  4,2. - Effort normal  4,3. - Moment de flexion  4,4. - Effort tranchant  4,5. - Moment de flexion et effort normal</p> <p>4,51. - Sections en double T ou en caisson fléchies par rapport à l'axe xx  4,52. - Sections en caisson fléchies par rapport à l'axe yy  4,53. - Sections en double T fléchies par rapport à l'axe yy  4,54. - Sections rectangulaires  4,55. - Sections soumises à la flexion biaxiale (ou déviée) et à un effort normal</p> <p>4,6. - Moments de flexion, effort normal et effort tranchant  4,61. - Sections en double T ou en caisson fléchies par rapport à l'axe xx  4,62. - Sections en caisson fléchies par rapport à l'axe yy  4,63. - Sections en double T fléchies par rapport à l'axe yy  4,64. - Sections rectangulaires</p> <p><b>5. - STABILITÉ DES ÉLÉMENTS</b> <span style="float: right;">79</span></p> <hr/> <p>5,1. - Conditions de non voilement local  5,11. - Principe  5,12. - Conditions sur les rapports largeur/épaisseur des éléments comprimés</p>
---	--

5,2. — Résistance au déversement des poutres fléchies		8,21. — Section nette	
5,21. — Règles de contreventement latéral au voisinage des sections plastifiées		8,22. — Traction simple	
5,22. — Moment ultime de déversement en flexion simple		8,23. — Compression simple	
5,23. — Dimensionnement des entretoises		8,24. — Flexion simple	
5,24. — Résistance au déversement en flexion déviée		8,3. — Assemblages rivés	
5,3. — Résistance au flambement		8,4. — Assemblages boulonnés non précontraints	
5,31. — Éléments simplement comprimés		8,5. — Assemblages par boulons à serrage contrôlé	
5,32. — Éléments comprimés et fléchis		8,51. — Notations	
5,33. — Longueur de flambement		8,52. — Conditions de qualité des boulons, dispositions constructives et perçage	
5,33-1. — Règle générale		8,53. — Effort de précontrainte	
5,33-2. — Structures à nœuds fixes		8,54. — Assemblage sollicité en traction dans la direction de l'axe des boulons	
5,33-3. — Structures à nœuds déplaçables		8,55. — Assemblage sollicité par des efforts perpendiculaires à l'axe des boulons	
6. — DÉFORMATIONS	91	8,56. — Assemblage sollicité à la fois perpendiculairement et parallèlement à l'axe des boulons	
6,1. — Déformations aux états limites d'utilisation		8,57. — Assemblage sollicité par un effort perpendiculaire à l'axe des boulons (effort tranchant) et par un moment de flexion et un effort normal (créant des contraintes de traction dans les boulons)	
6,2. — Déformations aux états limites ultimes		8,6. — Assemblages soudés	
7. — PRISE EN COMPTE DES EFFETS DU SECOND ORDRE	92	9. — NOTATIONS	99
8. — ASSEMBLAGES	93	9,1. — Caractéristiques géométriques	
8,1. — Principes généraux		9,2. — Caractéristiques mécaniques	
8,2. — Effet de la présence des trous sur la capacité de résistance des éléments		9,3. — Coefficients ou grandeurs sans dimensions	
		9,4. — Sollicitations, contraintes et déformations	
		9,5. — Actions (charges)	
		9,6. — Critères de résistance	
		9,7. — Indices de repérage	

# REGLES DE CALCUL DES CONSTRUCTIONS EN ACIER

## Additif 80

### INTRODUCTION

Depuis la parution des Règles CM 66, de gros progrès ont été faits dans la connaissance du comportement élasto-plastique des matériaux et des structures. Les plus importants concernent :

- les méthodes de calcul des sollicitations en admettant la formation de rotules ou charnières plastiques, et d'un mécanisme de ruine,
- la résistance plastique des sections.
- la stabilité des éléments.

Ils ont permis de mettre au point les prescriptions de ce document.

Ces règles adoptent le même type de combinaisons d'actions et les mêmes coefficients de pondération que les Règles CM 66. Elles préparent ainsi la voie à la publication de règles unifiées qui traiteront à la fois du calcul des sollicitations sur modèle élastique ou plastique et de la résistance élastique et plastique des éléments.

En effet, le comportement élastique n'est qu'un cas particulier du comportement élasto-plastique. La partie de ces règles qui concerne la résistance des sections et la stabilité des éléments peut donc être utilisée alors que les sollicitations auront été déterminées sur un modèle élastique classique. Il n'est alors plus nécessaire que l'acier présente un comportement parfaitement plastique : il doit seulement respecter les conditions énoncées dans la section « Nuances d'acier » des Règles CM 66.

### 1. - GÉNÉRALITÉS

#### 1.1. - Définition

Pour le contrôle de la sécurité d'une structure en acier, le calcul en plasticité prend en compte « l'état-limite ultime » pour lequel la structure ou une partie de celle-ci se transforme en un mécanisme, dit mécanisme de ruine, par plastification successive d'un nombre suffisant d'éléments. Ces plastifications peuvent être locales (ex. : rotule plastique dans une section d'un profilé, ou charnière plastique dans une plaque) ou étendues à une barre (ex. : plastification d'effort normal).

1.1. - *Le mécanisme de ruine totale ou partielle d'une structure est déterminé sur un modèle de calcul introduisant d'une part un schéma de plastification des barres (rotule plastique ou plastification d'effort normal) et respectant d'autre part les conditions de continuité, les conditions aux limites et les conditions d'équilibre.*

## 1.2. – Objet

Les présentes règles définissent le domaine d'application du calcul en plasticité des constructions en acier et fixent des critères de vérification, afin d'assurer à la structure un degré de sécurité satisfaisant.

## 1.3. – Domaine de validité

Le domaine d'application couvert par ces règles intéresse les structures ou éléments de structures à barres en acier situées dans un même plan, soumises à des actions ne pouvant entraîner, du fait de leur mobilité ou de leur variation cyclique, une ruine prématurée de la structure, soit par effet de fatigue par plastification alternée, soit par cumul de déformations plastiques.

Les conditions de validité de ces règles exigent :

- que le matériau acier corresponde aux nuances définies dans l'article 2,
- que la structure respecte les conditions de stabilité prévues aux articles 5 et 7.
- que les déplacements des nœuds hors du plan de la structure soient empêchés.

## 1.4. – Référence à d'autres critères et à l'expérimentation

Les présentes règles ne sont pas exclusives d'autres critères de vérification de la résistance des ossatures à l'état-limite ultime, à condition d'en justifier la sécurité : le recours à ces autres critères, y compris l'expérimentation directe, relève de l'appréciation du constructeur dans les limites fixées par le cahier des charges propres à l'ouvrage. En particulier, dans le cas où une partie de la structure se trouve dans le domaine élastique, sous charges pondérées, la vérification peut se faire sur la base des règlements de calcul élastique en vigueur.

*1.3. – Ces règles s'appuient sur une image idéalisée du comportement des matériaux : le comportement élasto-plastique parfait.*

*Il est nécessaire que la structure soit élastiquement assez rigide pour que les déformations plastiques restent acceptables et qu'elle soit maintenue latéralement par un système de stabilité afin de se prémunir contre tout risque d'instabilité hors du plan.*

*Ces règles peuvent être appliquées à la vérification des poutres continues et des ossatures planes satisfaisant aux critères de l'article 7. Pour les constructions sujettes à des phénomènes de fatigue ou de voilement local, on doit en outre respecter les règles ou recommandations spécifiques.*

*Les éléments minces et les constructions mixtes n'entrent pas dans le domaine d'application de ces règles.*

*Des plastifications ne sont pas admises dans :*

- les poutres ajourées,
- les poutres hybrides (poutres composées à partir d'éléments de nuances d'acier différentes),
- les éléments sujets à des phénomènes de fatigue ou de voilement local,
- les structures en cours de montage,
- les structures dont l'étude du comportement sous des actions variables dans le temps relève de l'analyse dynamique, avec en particulier la prise en considération des phénomènes de couplage aérodynamique dans le cas du vent ou des phénomènes de couplage sol-structure dans le cas des séismes.

*1.4. – Les modalités et prescriptions retenues par ces règles ont été choisies de manière à concilier, dans toute la mesure du possible, la sécurité de la construction avec la simplicité des méthodes de vérification. D'autres modalités et prescriptions sont envisageables, dont l'emploi relève de la libre initiative du constructeur.*

## 2. — MATÉRIAUX

Les présentes règles s'appliquent sans restriction aux aciers de construction dont les nuances correspondent aux dénominations E 24, E 26, E 30 et E 36 des normes NF A 35-501 ou NF A 49-501 et à la dénomination E 355 de la norme NF A 36-201. Pour les autres nuances d'acier, il y a lieu de vérifier expérimentalement que leur comportement permet les plastifications locales nécessaires à la formation d'un mécanisme de ruine.

## 3. — BASES DE CALCUL

### 3.1. — États-limites

3.1.1. — Pour justifier la sécurité et l'aptitude au service des constructions relevant de ce document, on emploie une méthode d'états-limites dont le principe est de montrer que les combinaisons d'actions et les sollicitations de calcul à envisager n'entraînent pas dans la construction ou l'un de ses éléments un des phénomènes que l'on veut éviter.

3.1.2. — Deux catégories d'états-limites sont à considérer :

- les états-limites ultimes qui correspondent à la limite :
  - soit de l'équilibre statique,
  - soit de la résistance ou de la stabilité de forme,
- les états-limites de service au-delà desquels les conditions d'exploitation, de durabilité ou éventuellement d'autres conditions particulières, ne sont plus assurées.

### 3.2. — Actions et sollicitations

#### 3.2.1. — Actions

Les actions sont les forces et couples dus aux charges et aux déformations imposées à la construction.

*Les expériences effectuées pour vérifier les méthodes de calcul en plasticité n'ont pour la plupart porté que sur des aciers équivalents aux aciers de construction d'usage général de 210 à 360 N/mm<sup>2</sup> de limite élastique. En conséquence, ces méthodes s'appliquent sans restriction à ces nuances d'acier, mais doivent faire l'objet de réalisations expérimentales en cas d'extension à des nuances d'acier différentes. L'objet de ces vérifications est de contrôler la ductilité du métal, son aptitude à être assimilé à un matériau élasto-plastique parfait (déformation plastique sous effort constant au moins égale à 6 fois la déformation élastique sous cet effort) et l'existence d'un raffermissement après déformation plastique importante.*

3.1. — Un état-limite ultime est atteint lorsqu'un des phénomènes suivants se produit :

- perte d'équilibre de la structure,
- transformation de tout ou d'une partie de la structure en un mécanisme,
- instabilité de forme,
- rupture d'un élément,
- déformations plastiques excessives,
- cumul de déformations sous charges répétées.

*Un état-limite d'utilisation est atteint lorsque la structure devient inapte aux fonctions normales pour lesquelles elle est conçue, en particulier lorsque des déformations excessives entraînent une interruption du service normal de la structure ou des désordres inacceptables d'éléments non structuraux.*

3.2.1. — Pour la détermination des sollicitations  $S$  dans les divers états-limites, on considère :

- les actions directes :
  - charges permanentes (poids propre et autres charges fixes),
  - charges d'exploitation ou d'essai,
  - charges climatiques (neige et vent),
  - éventuellement séismes (pour les constructions à édifier dans les régions sujettes aux séismes, on doit appliquer en outre les règles ou recommandations en vigueur).
- les actions indirectes :
  - effets thermiques, variations de température,
  - précontraintes,
  - déplacements imposés, tassements différentiels d'appuis, étaitements provisoires.

### 3.22. — Sollicitations

Les sollicitations sont les composantes des efforts internes provoqués par les actions déterminés pour une certaine section par une méthode appropriée d'analyse des structures.

### 3.23. — Valeurs des actions

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs de vérification de la résistance sont, par définition, les valeurs les plus défavorables: dans le cas où l'effet de la réduction d'une action est plus dangereuse pour la structure que son accroissement, les valeurs les plus faibles doivent être considérées comme les plus défavorables.

Les valeurs des actions sont fixées par les documents constituant le marché, soit directement lorsqu'elles dépendent de l'utilisation même de la construction, soit par référence à des normes, codes ou règlements: les valeurs sont dites « caractéristiques ou nominales » selon qu'elles sont ou non établies sur des bases statistiques.

### 3.24. — Prise en compte des actions

Pour la vérification aux états-limites ultimes et aux états-limites d'utilisation, il faut considérer les actions directes et les actions indirectes.

## 3.3. — Combinaisons d'actions

### 3.31. — Coefficients de pondération

Pour vérifier la sécurité vis-à-vis des états limites, on multiplie les valeurs caractéristiques ou nominales des actions par des facteurs appelés coefficients de pondération. On obtient ainsi des valeurs pondérées des actions. Les valeurs de ces coefficients dépendent de l'état limite considéré (état limite d'utilisation ou état limite ultime), du type d'action envisagé (actions permanentes ou variables) et de la combinaison d'actions étudiée (intervention simultanée d'actions variables).

3.23. — Pour déterminer aussi rationnellement que possible les valeurs des actions, on s'efforce d'analyser les incertitudes qui les affectent par les méthodes du calcul des probabilités. Quand il est possible de développer complètement les calculs, on choisit pour valeurs des actions celles qui correspondent à une certaine probabilité de ne pas être dépassées dans le sens défavorable pendant une période de référence donnée.

Des normes, des codes de charges ou les documents du marché fixent une valeur  $F_k$  de l'intensité des actions.  $F_k$  est chaque fois que possible déterminée par analyse statistique: dans ce cas, on dit que  $F_k$  est la valeur caractéristique. Bien souvent aussi  $F_k$  ne peut être qu'estimée, il s'agit alors de la valeur nominale.

Qu'elles soient nominales ou caractéristiques, les valeurs des actions fixées par les normes, codes de charges ou documents du marché sont, dans ces règles, utilisées dans les mêmes conditions et avec les mêmes modalités.

3.24. — Dans le cas où l'on est assuré que la structure périclite par un mécanisme de ruine sans risque d'instabilité, on ne prend pas en compte dans les calculs les actions indirectes, car il est théoriquement et expérimentalement prouvé que les variations de température, les efforts de précontrainte et les déformations imposées n'ont aucune influence sur la charge de ruine par formation de mécanisme. Ceci n'est valable que si :

- les variations de température ne modifient pas les propriétés mécaniques de l'acier,
- les déformations plastiques causées par les actions directes et indirectes ne dépassent pas les capacités de déformation plastique des éléments.

Par contre, les actions indirectes ont une influence sur la charge de ruine par instabilité. Par conséquent, les actions indirectes sont à prendre en compte dans la vérification de certains états limites ultimes.

3.31. — Les coefficients de pondération tiennent compte :

- de la possibilité que les actions atteignent des valeurs plus défavorables que les valeurs caractéristiques,
- de la probabilité réduite d'intervention simultanée d'actions atteignant toutes leur valeur caractéristique,
- des modifications défavorables des sollicitations dues :
  - à des hypothèses de calcul incorrectes,
  - à des imprécisions dans la réalisation de la structure,

### 3.32. – Valeurs des coefficients de pondération

#### 3.32-1. – États-limites ultimes

##### 1 – Ouvrage en service normal

###### ● Actions permanentes :

Catégorie	Coefficients de pondération
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Poids mort, charge permanente, action due à la précontrainte, déformation imposée à la construction, déplacements différentiels des appuis (G).</li> <li>– Température (T)</li> </ul>	1,33 ou 1, suivant le cas le plus défavorable

###### ● Actions variables :

Catégorie	Coefficients de pondération
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Charges d'exploitation ou d'essai (Q)</li> </ul>	1,5 1,42 (pour les calculs prenant en compte simultanément des actions appartenant à deux des trois catégories)
<ul style="list-style-type: none"> <li>– Neige (<math>S_n</math>)</li> <li>– Vent (<math>W_n</math>)</li> </ul>	1,33 (pour les calculs prenant en compte simultanément les actions des trois catégories)

##### 2 – Ouvrage en cours de montage

La vérification de la structure en cours de montage doit se faire conformément aux Règles CM.66 ou à ces règles mais sans admettre de plastification.

- des incertitudes sur la résistance des éléments,
- de la gravité que présente l'occurrence des différents états-limites.

La détermination de la valeur de ces coefficients est fonction du niveau de sécurité choisi pour la structure.

3.32. – En l'état actuel des choses, les mêmes valeurs de coefficient de pondération et de combinaison d'actions que celles indiquées par les Règles CM.66 ont été adoptées dans ces règles.

#### 3.32-1

##### 1. – Ouvrage en service normal

###### ● Actions permanentes :

En règle générale on adopte 4/3 lorsque les effets des charges permanentes s'ajoutent à ceux des charges variables et 1 lorsqu'ils s'en retranchent.

L'attention est particulièrement attirée sur les dangers que ferait subir à la construction l'omission de ce dernier cas, en ce qui concerne notamment l'équilibre d'ensemble (soulèvements, ancrages insuffisants, massifs de fondations trop légers), les risques de flambement des barres normalement tendues et la tenue des assemblages comportant une transmission directe des efforts par contact.

###### ● Actions variables :

Lorsqu'on est amené à envisager la présence simultanée de charges variables d'origines différentes, le risque est diminué car il est très rare que toutes ces charges exercent simultanément leur effet maximal. On tient compte dans les règles de cette diminution de risque en réduisant la valeur du coefficient de pondération.

Pour les charges d'une même catégorie, le cahier des charges peut, dans certains cas, prévoir une réduction du total (par exemple : calcul des poteaux des bâtiments à étages d'après la Norme NF P 06-001).

3 - Circonstances exceptionnelles

a) Lorsque la ruine d'une construction déterminée pourrait avoir des conséquences plus désastreuses que celle d'une construction courante, le maître-d'œuvre peut prescrire d'augmenter les coefficients de pondération utilisés pour le calcul.

b) Par contre, lorsque dans certains cas prévisibles, quoiqu'exceptionnels, on peut admettre des désordres limités et même un faible risque de ruine, on peut, en accord avec le maître d'œuvre, affecter les charges exceptionnelles de coefficients de pondération réduits.

c) Lorsqu'il ne s'agit que de limiter les dégâts causés par une catastrophe, on peut même effectuer une vérification de la stabilité en réduisant à l'unité les coefficients de pondération applicables aux valeurs estimées des charges et efforts qui pourraient être appliqués à l'ouvrage au cours de cette catastrophe.

C'est ainsi que dans la vérification des ouvrages sous l'action des charges climatiques extrêmes (neige et vent), comme dans la vérification de la résistance aux séismes, qui peut être éventuellement prescrite, tous les effets pris en compte, y compris les charges permanentes, sont affectés de coefficients de pondération réduits à l'unité.

3,32-2. - États-limites d'utilisation

Pour la vérification aux états-limites d'utilisation, tous les coefficients de pondération sont pris égaux à l'unité.

3.4. - Calcul des sollicitations3,41. - États-limites ultimes3,41-1. - Calcul plastique des sollicitations

La vérification doit être effectuée en considérant les combinaisons les plus défavorables des actions directes et indirectes pondérées.

Pour les divers cas de combinaisons d'actions pondérées envisagées dans le calcul, on considère que les actions pondérées individuelles varient toutes proportionnellement à un paramètre  $\alpha$  (facteur de charge) et on vérifie que le facteur de ruine  $\alpha_r$  ainsi obtenu est au moins égal à 1. Le facteur de

3. - Circonstances exceptionnelles

*Par exemple, si on souhaite pouvoir sauver le contenu des sous-sols en cas d'effondrement d'un immeuble pour une cause quelconque, on peut vérifier que le plancher couvrant ces sous-sols est capable de supporter le poids non majoré des décombres de l'immeuble.*

*La vérification des constructions sous l'effet des charges climatiques extrêmes, qui a été rendue obligatoire par les Règles N.V. 1965, est souvent déterminante pour les pièces peu sollicitées en dehors de l'action du vent (contreventements, poutres au vent, etc.).*

*3,32-2. - La vérification aux états-limites d'utilisation est effectuée en adoptant pour valeur des actions leur valeur caractéristique. Cependant, le maître d'ouvrage est en droit d'établir les états limites de service en fonction de l'utilisation qu'il compte faire de son ouvrage et des coûts d'investissement et il peut fixer pour certains états-limites d'utilisation des valeurs nominales en remplacement des valeurs caractéristiques de certaines actions.*

*Dans ce qui suit, on appelle « actions pondérées » les actions caractéristiques multipliées par les coefficients de pondération donnés en 3,32-1 (vérification aux états-limites ultimes) et « actions non pondérées » les actions caractéristiques (vérification aux états-limites d'utilisation).*

*3,41-1. - On rappelle qu'en calcul en plasticité, les effets produits dans une structure par une combinaison d'actions élémentaires agissant simultanément ne peuvent pas être obtenus par superposition des effets de chaque action élémentaire agissant seule.*

*Les combinaisons d'actions élémentaires les plus défavorables ne sont pas nécessairement les mêmes, selon que la structure est calculée en plasticité ou en élasticité.*

*Pour la vérification à l'état ultime, on est conduit à considérer les plus défavorables des combinaisons d'actions données dans le tableau 1.*

TABLEAU I

Cas de combinaisons d'actions		
Prenant en compte une des trois actions $Q, S_n, W_n$	$\frac{3}{2}Q + \frac{4}{3}(G + T)$ $\frac{3}{2}S_n + \frac{4}{3}(G + T)$ $\frac{3}{2}W_n + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{3}{2}Q + G + T$ $\frac{3}{2}S_n + G + T$ $\frac{3}{2}W_n + G + T$
Prenant en compte simultanément deux des trois actions $Q, S_n, W_n$	$\frac{17}{12}(S_{rn} + W_n) + \frac{4}{3}(G + T)$ $\frac{17}{12}(W_n + Q) + \frac{4}{3}(G + T)$ $\frac{17}{12}(Q + S_n) + \frac{4}{3}(G + T)$	$\frac{17}{12}(S_{rn} + W_n) + G + T$ $\frac{17}{12}(W_n + Q) + G + T$ $\frac{17}{12}(Q + S_n) + G + T$
Prenant en compte simultanément trois des actions $Q, S_n, W_n$	$\frac{4}{3}(Q + S_{rn} + W_n + G + T)$	$\frac{4}{3}(Q + S_{rn} + W_n) + G + T$
Prenant en compte les actions climatiques extrêmes	$Q + S_{re} + W_e + G + T$ $Q + S_e + G + T$	$Q + S_{re} + W_e + G + T$ $Q + S_e + G + T$

ruine  $\alpha_u$  est atteint lorsque l'un des phénomènes suivants se produit :

- 1) La structure est transformée en un mécanisme, après plastification d'un nombre suffisant d'éléments (art. 4).
- 2) La stabilité d'ensemble de la structure n'est plus assurée (art. 7).
- 3) Les sollicitations dans un élément de la structure (poutre, poteau, assemblage, ...) deviennent supérieures à la capacité de résistance de cet élément (art. 4, 5, 8).

### 3.41-2. — Calcul élastique des sollicitations

Les sollicitations peuvent toujours être calculées en supposant un comportement élastique de la structure.

### 3.42. — États-limites d'utilisation

La vérification doit être effectuée en considérant les combinaisons les plus défavorables des actions non pondérées. On vérifie que sous ces combinaisons, la structure satisfait aux critères de déformation (art. 6.1).

3.41-2. — Par rapport au calcul plastique, le calcul élastique des sollicitations revient à ne pas tirer parti des propriétés élasto-plastiques de l'acier et à renoncer aux allègements qui en sont la conséquence lorsqu'ils proviennent de la redistribution des efforts entre les sections.

3.42. — Les sollicitations provenant des actions indirectes doivent être également prises en compte dans les calculs de vérification aux états-limites d'utilisation. On applique pour cela les principes définis dans les Règles CM.66.

#### 4. - RÉSISTANCE DES SECTIONS

##### 4.1. - Règle générale

Dans une section, la résistance à des sollicitations simples ou complexes est assurée tant qu'il est possible de trouver dans cette section une distribution de contraintes plastiquement admissibles qui équilibrent ces sollicitations.

Pour les sections courantes, les règles plus détaillées ci-dessous donnent la résistance ultime en section, c'est-à-dire les limites dans lesquelles les sollicitations doivent être maintenues. Ces sollicitations respecteront alors la règle générale énoncée ci-avant.

##### 4.2. - Effort normal

L'effort normal dans une section ne doit pas être supérieur à l'effort normal de plastification de la section.

$$N \leq N_p$$

avec :  $N_p = A_{eff} \sigma_e$

$A_{eff}$  = aire efficace de la section

##### 4.3. - Moment de flexion

Le moment de flexion dans une section ne doit pas être supérieur au moment de plastification conventionnel de la section :

$$M \leq M_p$$

avec :  $M_p = Z \sigma_e$

$Z$  = module plastique de la section

Suivant que la flexion se fait par rapport à l'axe  $x_x$  ou l'axe  $y_y$ , le moment de plastification est noté  $M_{px}$  ou  $M_{py}$  ( $M_{px} = Z_x \sigma_e$  et  $M_{py} = Z_y \sigma_e$ ).

4.1. - Les principaux critères de plasticité sont le critère de Tresca et le critère de von Mises.

Dans ces règles, on adopte le critère de von Mises. Pour un état de contraintes plan, les contraintes plastiquement admissibles, c'est-à-dire situées à l'intérieur du domaine admissible, sont alors telles que :

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2 \leq \sigma_e^2$$

De même, les sollicitations agissant sur une section d'une pièce de la structure doivent nécessairement rester à l'intérieur d'un certain domaine. Toutes les sollicitations satisfaisant à cette condition sont admissibles.

Les règles suivantes définissent les frontières de ce domaine pour certaines sollicitations et certains types de sections.

4.2. - Le calcul de l'aire efficace de la section est donné à l'article 8.2.

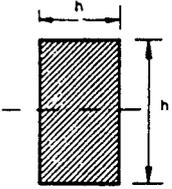
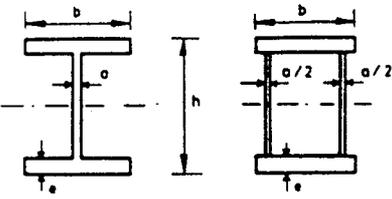
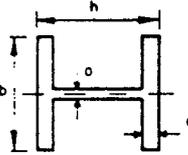
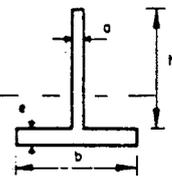
4.3. - On admet un diagramme birectangulaire de contraintes dans les sections complètement plastifiées par flexion.

Le module plastique d'une section doublement symétrique est égal à 2 fois le moment statique donné dans les catalogues :  $Z = 2S$ .

Les expressions de  $Z$  pour les sections courantes sont données dans le tableau 2.

TABLEAU II

Valeur du module plastique  $Z$  pour quelques sections courantes

A) Section rectangulaire	
	$Z = \frac{bh^2}{4}$
B) Section en I fléchie par rapport à un axe parallèle aux semelles et section en caisson	
	$Z = \frac{ah^2}{4} + (b - a)(h - e)e$
C) Section en I fléchie par rapport à un axe parallèle à l'âme	
	$Z = \frac{eb^2}{2} + (h - 2e)\frac{a^2}{4}$
D) Section en T	
	<p>si <math>ha &gt; be</math></p> $\rightarrow Z = \frac{(ah + be)^2}{4a} - \frac{be^2(h - a)}{2a}$ <p>si <math>ha &lt; be</math></p> $\rightarrow Z = \frac{(ah + be)^2}{4h} + \frac{ah^2(h - a)}{2h}$

## 4.4. — Effort tranchant

L'effort tranchant dans une section ne doit pas être supérieur à l'effort tranchant de plastification de la section :

$$V \leq V_p$$

avec :  $V_p = 0,58 A_p \sigma_e$

Pour les sections en double T et en caisson :

— si l'effort tranchant est dans le plan de l'âme :

$$A_p = \text{aire de l'âme ou des âmes } (A_w)$$

— si l'effort tranchant est dans un plan parallèle aux semelles :

$$A_p = \text{aire des semelles } (2 A_f)$$

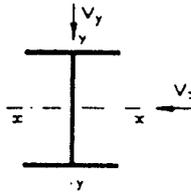
Pour les sections rectangulaires :

$$A_p = \text{aire de la section}$$

4.4. — L'effort tranchant ultime a été obtenu en adoptant le critère de von Mises.

On doit utiliser la section nette pour calculer  $A_p$  (voir art. 8.2).

Suivant que l'effort tranchant est dans le plan  $xoz$  ou  $yoz$ , l'effort tranchant de plastification est noté  $V_{px}$  ou  $V_{py}$ . Ainsi pour les sections en double T :



$$V_{px} = 0,58 \cdot 2 A_f \cdot \sigma_e$$

$$V_{py} = 0,58 \cdot A_w \cdot \sigma_e$$

#### 4.5. — Moment de flexion et effort normal

##### 4.51. — Sections en double T ou en caisson fléchies par rapport à l'axe $xx$

Le moment de flexion dans une section ne doit pas être supérieur au moment ultime :

$$M_x \leq M_{ux}$$

avec : si  $0 \leq \frac{N}{N_p} \leq c$  :  $M_{ux} = M_{px}$

si  $c < \frac{N}{N_p} \leq 1$  :  $M_{ux} = \left( \frac{1 - \frac{N}{N_p}}{1 - c} \right) M_{px}$

et  $c$  = la plus petite des valeurs  $\frac{1}{2} \frac{A_w}{A}$  et 0,25

Pour les profils IPE courants (IPE 80 à 600), on peut prendre :

si  $0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,18$  :  $M_{ux} = M_{px}$

si  $0,18 < \frac{N}{N_p} \leq 1$  :  $M_{ux} = 1,22 \left( 1 - \frac{N}{N_p} \right) M_{px}$

Pour les profils HE courants (HEA, HEB, HEM, 100 à 600), on peut prendre :

si  $0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,10$  :  $M_{ux} = M_{px}$

si  $0,10 < \frac{N}{N_p} \leq 1$  :  $M_{ux} = 1,11 \left( 1 - \frac{N}{N_p} \right) M_{px}$

##### 4.52. — Sections en caisson fléchies par rapport à l'axe $yy$

Le moment de flexion dans une section ne doit pas être supérieur au moment ultime :

$$M_y \leq M_{uy}$$

avec : si  $0 \leq \frac{N}{N_p} < c$  :  $M_{uy} = M_{py}$

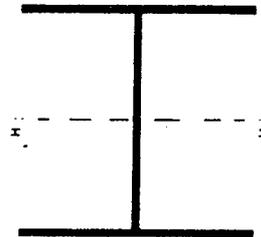
4.51. — Dans les cas courants, on néglige l'effort normal tant qu'il peut être repris par la moitié de l'âme (ou des âmes). Mais dans le cas particulier où la section de l'âme (ou des âmes) est supérieure à la section des semelles, on néglige l'effort normal tant qu'il est inférieur à  $0,25 N_p$ .

Pour les profils IPE courants :

$$\frac{1}{2} \frac{A_w}{A} \text{ varie de } 0,178 \text{ (IPE 80) à } 0,223 \text{ (IPE 600)}$$

Pour les profils HE courants :

$$\frac{1}{2} \frac{A_w}{A} \text{ varie de } 0,092 \text{ (HEM 100) à } 0,160 \text{ (HEA 600)}$$



4.52. — Dans les cas courants, on néglige l'effort normal tant qu'il est inférieur à  $0,25 N_p$ . Mais dans le cas particulier où la section des âmes est supérieure à la section des semelles, on néglige l'effort normal tant qu'il peut être repris par la moitié des semelles.

$$\text{si } c < \frac{N}{N_p} \leq 1 : M_{yy} = \left( \frac{1 - \frac{N}{N_p}}{1 - c} \right) M_{py}$$

et  $c =$  la plus petite des valeurs  $\frac{A_f}{A}$  et 0,25.

#### 4.53. — Sections en double T fléchies par rapport à l'axe $yy$

Le moment de flexion dans une section ne doit pas être supérieur au moment ultime :

$$M_y \leq M_{uy}$$

$$\text{avec : si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq \frac{A_w}{A} : M_{yy} = M_{py}$$

$$\text{si } \frac{A_w}{A} < \frac{N}{N_p} \leq 1 : M_{yy} = \left[ 1 - \left( \frac{\frac{N}{N_p} - \frac{A_w}{A}}{1 - \frac{A_w}{A}} \right)^2 \right] M_{py}$$

Pour les profils IPE courants, on peut prendre :

$$\text{si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,36 : M_{yy} = M_{py}$$

$$\text{si } 0,36 < \frac{N}{N_p} \leq 1 : M_{yy} = \left[ 1 - \left( \frac{\frac{N}{N_p} - 0,36}{0,64} \right)^2 \right] M_{py}$$

Pour les profils HE courants, on peut prendre :

$$\text{si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,20 : M_{yy} = M_{py}$$

$$\text{si } 0,20 < \frac{N}{N_p} \leq 1 : M_{yy} = \left[ 1 - \left( \frac{\frac{N}{N_p} - 0,20}{0,80} \right)^2 \right] M_{py}$$

#### 4.54. — Sections rectangulaires

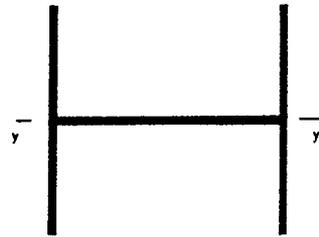
Le moment de flexion dans une section ne doit pas être supérieur au moment ultime.

$$M \leq M_u$$

$$\text{avec : } M_u = \left[ 1 - \left( \frac{N}{N_p} \right)^2 \right] M_p$$

$M$ ,  $M_u$ ,  $M_p$  sont affectés de l'indice  $x$  ou  $y$  suivant que la flexion se fait par rapport à l'axe  $xx$  ou  $yy$ .

4.53. — Ces formules ont été établies en admettant qu'on peut négliger la contribution de l'âme dans le moment de plastification  $M_{py}$  de la section.



4.55. — Sections soumises à la flexion biaxiale (ou déviée)  
et à un effort normal

Les efforts  $M_x$ ,  $M_y$ , et  $N$  dans une section doivent respecter la condition :

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{uy}}\right)^\beta \leq 1$$

avec :  $M_{ux}$ ,  $M_{uy}$  = moments ultimes dans la section fléchie par rapport à l'un des axes principaux et soumise à un effort normal  $N$  ( $M_{ux}$  et  $M_{uy}$  sont donnés en 4,51, 4,52, 4,53 et 4,54). Cette formule est valable tant que les efforts tranchants  $V_x$  et  $V_y$  ont une influence négligeable sur les moments ultimes correspondants, comme indiqué en 4,6.

Valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$

— Pour une section en double T :

$$\text{si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,2 : \quad \alpha = 2 \quad \beta = 1$$

$$\text{si } 0,2 < \frac{N}{N_p} \leq 1 : \quad \alpha = 2 \quad \beta = 5 \frac{N}{N_p}$$

— Pour une section en caisson :

$$\text{si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,8 : \quad \alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \left(\frac{N}{N_p}\right)^2}$$

$$\text{si } 0,8 < \frac{N}{N_p} \leq 1 : \quad \alpha = \beta = 6$$

— Pour une section rectangulaire :

$$\alpha = \beta = 1,73 + 1,8 \left(\frac{N}{N_p}\right)^3$$

4.6. — Moment de flexion, effort normal et effort tranchant

4.61. — Sections en double T ou en caisson fléchies par rapport à l'axe xx

Les efforts  $M_x$ ,  $N$ ,  $V_y$  dans une section doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{si } 0 \leq \frac{V_y}{V_{py}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6 : \quad M_x \leq M_{ux}$$

$$\text{si } 0,6 < \frac{V_y}{V_{py}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 1 :$$

$$M_x \leq M_{ux} - M_{pw} \left( 2,5 \frac{V_y}{V_{py}} + 0,5 \frac{N}{N_p} - 1,5 \right)$$

avec :  $M_{pw}$  = moment de plastification complète de l'âme (ou des âmes) par flexion  $M_{pw} = \frac{I_w h_w^2}{4} \sigma_c$

4.55. — La recherche d'une formule simple a conduit à une discontinuité qui se traduit par la non convexité du domaine admissible. Cependant, cette anomalie a une valeur très faible.

On se placera du côté de la sécurité en choisissant pour  $\alpha$  et  $\beta$  des valeurs entières inférieures aux valeurs calculées par les expressions ci-contre, ce qui permet un calcul encore plus simplifié.

4.61. — On néglige l'influence de l'effort tranchant tant que

$$\frac{V_y}{V_{py}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6$$

Lorsque  $V_y = V_{py}$  et  $N = 0$ , on retranche au moment de plastification totale de la section, le moment de plastification complète de l'âme (ou des âmes), qui a pour valeur :

$$M_{pw} = \frac{I_w h_w^2}{4} \sigma_c$$

Pour les profilés IPE courants :

$$\frac{M_{pw}}{M_{px}} \text{ varie de } 0,20 \text{ (IPE 80) à } 0,28 \text{ (IPE 600)}$$

Dans la formule spécifique on a adopté  $\frac{M_{pw}}{M_{px}} = 0,24$

$M_{ux}$  = moment ultime en présence de l'effort normal  $N$  seul ( $M_{ux}$  donné en 4,51).

Pour les profilés IPE courants, on peut prendre :

$$\text{si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,18 \quad \text{et} \quad 0 \leq \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6 :$$

$$M_x \leq M_{px}$$

$$- \quad 0,6 < \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 1 :$$

$$M_x \leq \left( 1,36 - 0,6 \frac{V_x}{V_{px}} - 0,12 \frac{N}{N_p} \right) M_{px}$$

$$\text{si } 0,18 < \frac{N}{N_p} \leq 1 \quad \text{et} \quad 0 \leq \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6 :$$

$$M_x \leq 1,22 \left( 1 - \frac{N}{N_p} \right) M_{px}$$

$$- \quad 0,6 < \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 1 :$$

$$M_x \leq \left( 1,58 - 1,34 \frac{N}{N_p} - 0,6 \frac{V_x}{V_{px}} \right) M_{px}$$

Pour les profilés HE courants, on peut prendre :

$$\text{si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0,10 \quad \text{et} \quad 0 \leq \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6 :$$

$$M_x \leq M_{px}$$

$$- \quad 0,6 < \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 1 :$$

$$M_x \leq \left( 1,18 - 0,3 \frac{V_x}{V_{px}} - 0,06 \frac{N}{N_p} \right) M_{px}$$

$$\text{si } 0,10 < \frac{N}{N_p} \leq 1 \quad \text{et} \quad 0 \leq \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6 :$$

$$M_x \leq 1,11 \left( 1 - \frac{N}{N_p} \right) M_{px}$$

$$- \quad 0,6 < \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 1 :$$

$$M_x \leq \left( 1,29 - 1,17 \frac{N}{N_p} - 0,3 \frac{V_x}{V_{px}} \right) M_{px}$$

#### 4,62. — Sections en caisson fléchies par rapport à l'axe $yy$

Les efforts  $M_y$ ,  $N$ ,  $V_x$  dans une section doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{si } 0 < \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6 : \quad M_y \leq M_{y*}$$

Pour les profilés HE courants :

$\frac{M_{pw}}{M_{px}}$  varie de 0,083 (HEM 100) à 0,18 (HEA, HEB, HEM 600)

Dans la formule spécifique, on a adopté  $\frac{M_{pw}}{M_{px}} = 0,12$

4,62. — On néglige l'influence de l'effort tranchant tant que

$$\frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,6$$

Lorsque  $V_x = V_{px}$  et  $N = 0$ , on retranche au moment de plastification totale de la section, le moment de plastification complète des semelles qui a pour valeur :  $M_{pf} = 2 \frac{t_f b^2}{4} \sigma_e$

$$\text{si } 0,6 < \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 1 :$$

$$M_y \leq M_{uy} - M_{pf} \left( 2,5 \frac{V_x}{V_{px}} + 0,5 \frac{N}{N_p} - 1,5 \right)$$

avec :  $M_{pf}$  : moment de plastification complète des semelles par flexion  $\left( M_{pf} = 2 \cdot \frac{l_f b^2}{4} \sigma_e \right)$

$M_{uy}$  : moment ultime en présence de l'effort normal  $N$  seul ( $M_{uy}$  donné en 4,52).

#### 4.63. — Sections en double T fléchies par rapport à l'axe $yy$

Les efforts  $M_y$ ,  $N$ ,  $V_x$  dans une section doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{si } 0 \leq \frac{V_x}{V_{px}} \leq 0,3 \quad \text{et} \quad 0 \leq \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \left( \frac{N - \sigma_e A_n}{N_p - \sigma_e A} \right) \leq 0,3 :$$

$$M_y \leq M_{uy}$$

$$\text{si } 0,3 < \frac{V_x}{V_{px}} \leq 1 \quad \text{ou} \quad 0,3 < \frac{V_x}{V_{px}} + 0,2 \left( \frac{N - \sigma_e A_n}{N_p - \sigma_e A} \right) \leq 1 :$$

$$M_y \leq 1,05 \frac{M_{uy} - \left( \frac{V_x}{V_{px}} \right)^2 M_{py}}{\sqrt{1 - \left( \frac{V_x}{V_{px}} \right)^2}}$$

avec :  $M_{uy}$  = moment ultime en présence de l'effort normal  $N$  seul ( $M_{uy}$  donné en 4,53).

#### 4.64. — Sections rectangulaires

Les efforts  $M$ ,  $N$ ,  $V$  dans une section doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{si } 0 \leq \frac{V}{V_p} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 0,3 : \quad M \leq M_u$$

$$\text{si } 0,3 < \frac{V}{V_p} + 0,2 \frac{N}{N_p} \leq 1 : \quad M \leq 1,05 \frac{M_u - \left( \frac{V}{V_p} \right)^2 M_p}{\sqrt{1 - \left( \frac{V}{V_p} \right)^2}}$$

avec :  $M_u$  = moment ultime en présence de l'effort normal  $N$  seul ( $M_u$  donné en 4,54).

Si la flexion se fait par rapport à l'axe  $xx$ , les efforts  $M$ ,  $M_u$ ,  $V$  représentent  $M_x$ ,  $M_{ux}$ ,  $V_x$ . Si la flexion est par rapport à l'axe  $yy$ , ces efforts représentent  $M_y$ ,  $M_{uy}$  et  $V_x$ .

## 5. – STABILITÉ DES ÉLÉMENTS

### 5.1. – Conditions de non voilement local

#### 5.1.1. – Principe

Les déformations plastiques, sous charges pondérées, ne doivent pas dépasser les valeurs pour lesquelles la résistance en section devient inférieure, à cause des phénomènes de voilement local, à la résistance ultime déterminée conformément à l'article 4.

5.1. – Lorsque les sections satisfont aux conditions données en 5.1.2, la capacité de déformation plastique, sans perte de résistance, des éléments est jugée suffisante pour permettre à la structure de supporter les charges pondérées.

Quant aux sections ne répondant pas aux conditions de l'article 5.1.2, les connaissances expérimentales actuelles ne permettent pas de fixer une valeur de la capacité de déformation plastique des zones plastifiées. Ces valeurs pourront être données ultérieurement, après l'acquisition des résultats expérimentaux nécessaires.

Dans les séries de profils laminés courants (IPE, HEA, HEB, HEM), un certain nombre de sections ne satisfont pas aux critères donnés dans l'article 5.1.2. Les tableaux ci-après indiquent, pour les nuances d'acier E.24 et E.36, les sections qui ne satisfont pas aux conditions de l'article 5.1.2-1 (tableau 3) et qui ne satisfont pas aux conditions de l'article 5.1.2-4 lorsque l'effort normal dépasse une certaine valeur (tableau 4).

Pour les sections qui ne sont pas plastifiées sous charges pondérées, on se met à l'abri du risque de voilement local en appliquant les conditions de l'article 3.44 des Règles CM.66.

TABLEAU IV. – Valeurs de  $N/N_p$  en-dessous desquelles la condition 5.1.2-4 n'est pas satisfaite.

TABLEAU III. – Récapitulatif des profils laminés pour lesquels la condition 5.1.2-1 n'est pas satisfaite (marqués d'une astérisque).

HEA	E.24	E.36
140		*
160		*
180		*
200		*
220		*
240		*
260	*	*
280	*	*
300	*	*
320		*
340		*
360		*

IPE	E.24	E.36
240		- 0,26
270		- 0,23
300		- 0,22
330		- 0,20
360		- 0,18
400	- 0,28	- 0,17
450	- 0,28	- 0,15
500	- 0,28	- 0,14
550	- 0,27	- 0,13
600	- 0,27	- 0,13

HEA	E.24	E.36
450		- 0,20
500		- 0,18
550		- 0,17
600		- 0,15
650	- 0,23	- 0,14
700	- 0,25	- 0,14
800	- 0,21	- 0,08
900	- 0,19	- 0,04
1000	- 0,14	+ 0,03

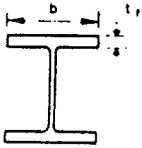
HEM	E.24	E.36
900		- 0,28
1000		- 0,23

HEB	E.24	E.36
600		- 0,23
650		- 0,22
700		- 0,22
800		- 0,18
900	- 0,28	- 0,15
1000	- 0,24	- 0,10

5.12. — Conditions sur les rapports largeur/épaisseur des éléments comprimés

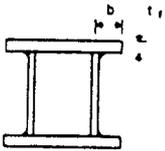
Il n'est pas nécessaire d'effectuer un contrôle des déformations plastiques si les conditions suivantes sont respectées dans les sections totalement ou partiellement plastifiées :

1) Semelles comprimées des profilés en double T :



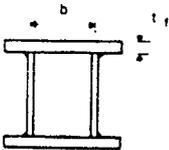
$$\frac{b}{t_f} \leq 20 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \quad (\sigma_e \text{ en N/mm}^2)$$

2) Portion de semelle comprimée comprise entre le bord libre et le plan moyen de l'âme ou du raidisseur le plus proche :



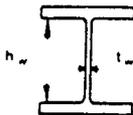
$$\frac{b}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \quad (\sigma_e \text{ en N/mm}^2)$$

3) Portion de semelle comprimée comprise entre les plans moyens de deux âmes ou raidisseurs voisins :



$$\frac{b}{t_f} \leq 32 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \quad (\sigma_e \text{ en N/mm}^2)$$

4) Âmes partiellement ou totalement comprimées de profilés en double T ou en caisson, soumis à un moment de flexion et à un effort normal :



$$\text{si } -1 \leq \frac{N}{N_p} \leq -0,75 \frac{A_w}{A} : \frac{h_w}{t_w} \leq 42 \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}}$$

$$\text{si } -0,75 \frac{A_w}{A} < \frac{N}{N_p} < \frac{A_w}{A} : \frac{h_w}{t_w} \leq \left( 67 + \frac{100}{3} \frac{A}{A_w} \frac{N}{N_p} \right) \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}}$$

avec :  $A_w$  = aire de l'âme (ou de l'ensemble des âmes pour un caisson)

$A$  = aire totale de la section.

( $\sigma_e$  en N/mm<sup>2</sup>)

$N$  = valeur algébrique de l'effort normal ( $N > 0$  si traction)

$t_w$  = épaisseur de l'âme pour les profilés en double T et d'une seule âme pour les sections en caisson.

$N$  est la valeur algébrique minimale de l'effort normal lorsqu'on considère toutes les combinaisons de charges sous lesquelles la section est plastifiée.

### 5.2. — Résistance au déversement des poutres fléchies

Cet article s'applique aux barres prismatiques à section bisymétrique en double T ou en caisson, fléchies par rapport à l'axe de forte inertie et telles qu'au droit des appuis la section ne puisse pas tourner autour de l'axe longitudinal de la barre, ni se déplacer latéralement.

#### 5.21. — Règles de contreventement latéral au voisinage des sections plastifiées

En toute section du tronçon de poutre libre de se déverser, compris entre la section où se forme une rotule plastique (section qui doit être entretoisée) et les sections immédiatement voisines entretoisées, la relation suivante doit être vérifiée :

$$d \leq 35i_y \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \quad \text{si} \quad 0,625 \leq \frac{M}{M_o} \leq 1$$

$$d \leq \left(60 - 40 \frac{M}{M_o}\right) i_y \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \quad \text{si} \quad -1 \leq \frac{M}{M_o} < 0,625$$

avec :

$i_y$  = rayon de giration (de la section complète), par rapport à l'axe de faible inertie (axe  $y, y$ ).

$\sigma_e$  = contrainte limite élastique en  $\text{N/mm}^2$ .

$M_o$  = moment pondéré de flexion dans la section plastifiée ( $M_o = \pm M_p$ ).

$M$  = moment pondéré de flexion dans la section considérée.

$d$  = distance de la section droite considérée à la rotule plastique.

#### 5.22. — Moment ultime de déversement en flexion simple

Lorsque pour une barre, la longueur d'un tronçon libre de se déverser dépasse les valeurs données en 5.21, alors le moment ultime de ce tronçon est inférieur au moment de plastification de la barre et est obtenu par :

$$M_u = k_D M_p \quad 0 < k_D < 1$$

avec :

$$k_D = \frac{1}{\sqrt[n]{1 + \left(\frac{M_p}{M_D}\right)^n}}$$

où :

$n = 2$  pour profilés laminés

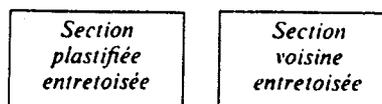
$n = 1,5$  pour profilés reconstitués.

5.2. — On considère qu'aux appuis de la barre la rotation de torsion de la barre est nulle.

5.21. — Le phénomène de déversement, qui se traduit par une déformation de la barre hors du plan de flexion, accompagnée de torsion, existe dans le domaine élastique comme dans le domaine plastique, mais il est plus fréquent dans ce dernier cas, à cause de la perte de rigidité de la barre due à la plastification.

Le contreventement latéral au voisinage d'une section plastifiée permet à celle-ci non seulement de supporter les efforts qui lui sont attribués, mais également de subir les déformations plastiques de flexion nécessaires à l'adaptation plastique de la structure et ceci sans risque de déversement.

#### Convention de signe



$$\frac{M}{M_o} > 0$$



déformée  $\frac{M}{M_o} < 0$

5.22. — Pour un tronçon de barre ne comportant pas de rotules plastiques, on doit vérifier que le moment de flexion maximal pondéré existant dans le tronçon est inférieur ou égal au moment ultime de déversement.

Pour les profilés bisymétriques en double T ou en caisson à section constante et à âme pleine,  $M_D$  peut être obtenu par :

$$M_D = c_1 \frac{\pi^2 EI_y h^*}{2L_D^2} \left\{ \sqrt{\zeta + (\eta c_2)^2 + \frac{JG}{EI_y} \left(\frac{2L_D}{\pi h^*}\right)^2} + \eta c_2 \right\}$$

$M_D$  est le moment critique de déversement, calculé soit par la formule donnée en commentaires, soit en appliquant une méthode basée sur la résistance des matériaux.

Le moment pondéré de flexion ne doit dépasser dans aucune section la valeur du moment ultime de déversement ainsi calculé.

Lorsque les conditions de non voilement local données en 5,12-1), 2), 3) et 4), ne sont pas respectées, on utilisera dans les formules ci-dessus  $\psi M_p$  au lieu de  $M_p$ , où  $\psi$  est le coefficient d'adaptation plastique donné dans le règlement CM 66 et  $M_e$  le moment limite d'élasticité.

avec :

$\zeta = 1$  pour les sections en double T,

$\zeta = 0$  pour les sections en caisson,

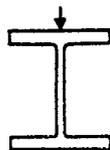
$h^* = h - t_f$ ,

$I_y$  = moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe  $yy$ .

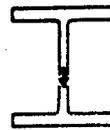
$\eta = \frac{\text{distance entre centre grav. de la sect. et pt. d'appl. de la charge}}{\text{demi-hauteur du profilé}}$

$\eta < 0$  : si la charge est dirigée vers le centre de gravité de la section à partir de son point d'application,

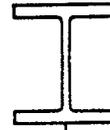
$\eta > 0$  : dans le cas contraire,



$$\eta = -1$$



$$\eta = 0$$



$$\eta = +1$$

$L$  = distance entre les entretoises qui définissent le tronçon étudié.

$L_D$  = longueur de déversement généralement égale à la longueur de flambement, dans le plan perpendiculaire au plan de flexion, de la membrure comprimée de la poutre.

Pour les poutres continues :

$$0,5L \leq L_D \leq L$$

$L_D = L$  lorsqu'il n'y a aucun encastrement par rapport à l'axe  $yy$  aux extrémités de tronçon non contreventé,

$L_D = 0,5L$  lorsqu'il y a encastrement parfait.

On est du côté de la sécurité si l'on prend  $L_D = L$ .

$c_1, c_2$  : coefficients qui dépendent des conditions d'appuis et du chargement sur la barre.

Pour les cas de charges courants, ces coefficients sont donnés dans le tableau 5.

TABLEAU V

Chargement	$\frac{L_D}{L}$	$c_1$	$c_2$
	1	1,13	0,46
	0,5	0,97	0,30
	1	1,28	1,56
	0,5	0,71	0,65
	1	1,36	0,55
	0,5	1,07	0,43
	1	1,56	1,27
	0,5	0,94	0,71
	1	$1 + 2,92 \alpha^3$	$\alpha [2,44 - 3,24 \alpha] c_1$
	0,5	$1 + (1,06 - \alpha) \alpha^3$	$2 \alpha^2 (1,3 - \alpha) c_1$
	1	$1 + \alpha [1,68 - 2,24 \alpha^2]$	$\alpha (3,44 - 3,62 \alpha) c_1$
	0,5	$1 - 0,48 \alpha^3$	$14,4 \alpha^2 (0,71 - \alpha) c_1$
	1	$1,36 + 2(\alpha - 0,5)^2$	$\alpha (1,72 - 1,81 \alpha) c_1$
	0,5	$1,07 + 2,56(\alpha - 0,5)^2$	$\alpha (1,76 - 1,9 \alpha) c_1$
	1	$\frac{1}{\sqrt{0,283(1 + \beta^2) + 0,434\beta}}$	0
	0,5	$\frac{1}{\sqrt{0,34 + 0,4\beta + 0,26\beta^2}}$	0
	2	2,56	0,43
	2	4,10	0,83

## 5.23. — Dimensionnement des entretoises

1) Les éléments de structures assurant le maintien latéral de semelles comprimées de poutre doivent pouvoir résister à un effort égal à 2 % de la force de compression existant dans ces semelles au niveau des sections entretoisées et transmis par ces semelles perpendiculairement au plan de l'âme des poutres.

5.23. — Les pièces d'entretoisement doivent posséder une résistance et une rigidité suffisante pour s'opposer au déversement de la poutre. Ces pièces doivent satisfaire aux critères de résistance en section et de stabilité énoncés aux paragraphes 4 et 5.

1) Dans le cas général, ces efforts ne se cumulent pas avec les efforts directement appliqués à l'élément considéré.

Lorsque les éléments susceptibles de se déverser sont des fermes et que les entretoises prennent elles-mêmes appui sur une poutre au vent, on ne tient pas compte dans le calcul de celle-ci des efforts déterminés en application de la règle ci-contre.

Dans le cas d'une entretoise tendue sous l'effet des efforts ci-contre, on se placera en sécurité en vérifiant que l'entretoise résiste à un effort au moins égal à 2 % de  $A_x \sigma_e$  où  $A_x$  est l'aire de la semelle comprimée de la poutre maintenue et  $\sigma_e$  la contrainte limite d'élasticité de la poutre.

Les supports latéraux peuvent n'exister qu'en certains points, espacés convenablement, mais ils peuvent également être continus, ce qui est réalisé lorsque la poutre est solidaire d'une dalle.

Lorsque la poutre est liée, à l'aide de connecteurs, à une dalle en béton armé comprimée, ou lorsque la semelle comprimée de la poutre est noyée dans le béton, il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification au déversement.

Lorsque la semelle comprimée est liée à une tôle, il n'y a pas risque de déversement si la tôle et les liaisons peuvent résister aux efforts indiqués ci-contre.

2) De plus, la vérification au déversement d'un tronçon de poutre d'après 5,22 avec une longueur de déversement  $L_D$  n'est correcte que si les éléments entretoisant la semelle comprimée présentent la rigidité au déplacement latéral de cette semelle nécessaire pour justifier la valeur de  $L_D$  choisie.

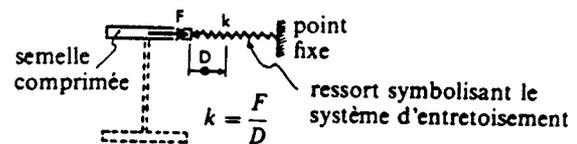
2) Par exemple pour pouvoir prendre  $L_D = L$  dans la vérification au déversement d'un tronçon de poutre de longueur  $L$ , les pièces d'entretoisement délimitant ce tronçon doivent être reliées à des points fixes et présenter au niveau des sections entretoisées une rigidité  $k$  au déplacement latéral de la semelle comprimée, telle que :

$$k \geq \frac{40EI_s}{L^3}$$

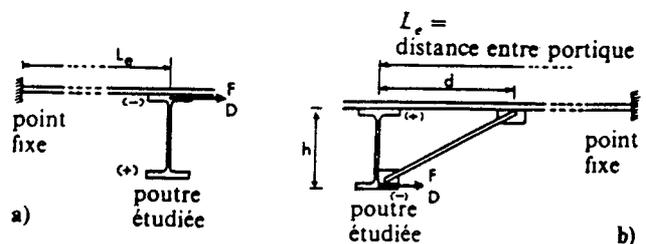
où :

$I_s$  = moment d'inertie de la semelle comprimée dans le plan de faible inertie de la poutre,

$k$  = rigidité présentée par le système d'entretoisement c'est-à-dire le rapport entre un effort  $F$ , dirigé perpendiculairement à l'âme, appliqué au centre de gravité de la semelle comprimée dans la section entretoisée et le déplacement  $D$  engendré dans cette direction par  $F$ .



Exemples



$$k = \frac{EA_e}{L_e}$$

$$k = \frac{6EI_e}{h^2(3L_2 - 4d)}$$

$I_e, A_e$  = inertie et section de l'entretoise.

### 5.24. — Résistance au déversement en flexion déviée

Lorsque toutes les charges ne sont pas appliquées dans un plan principal d'inertie de la poutre, alors la vérification au déversement se fait par le critère suivant :

$$\left(\frac{M_{mx}}{M_{ux}}\right)^2 + \left(\frac{M_{my}}{M_{py}}\right)^{\beta} \leq 1$$

avec  $M_{mx}$ ,  $M_{my}$  : moments pondérés maximaux, par rapport respectivement à l'axe de forte inertie et à l'axe de faible inertie.

$M_{ux}$  : moment résistant ultime compte tenu du déversement, lorsque  $M_y = 0$ .  $M_{ux}$  est calculé comme indiqué dans l'article 5.22.

$M_{py}$  : moment de plastification par rapport à l'axe de faible inertie.

Pour les sections en double T :

$$\alpha = 1.33 + 0.41(\bar{\lambda} - 1.6)^2$$

mais  $\alpha$  ne doit pas être pris supérieur à 2,1;  $\beta = 1$ .

Pour les sections en caisson :

$$\alpha = \beta = 1.15 + 0.33(\bar{\lambda} - 1.5)^2$$

mais  $\alpha$  et  $\beta$  ne doivent pas être pris supérieurs à 1,7.

$$\bar{\lambda} = \frac{L_D}{\pi r_y} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$

$L_D$  = longueur de déversement.

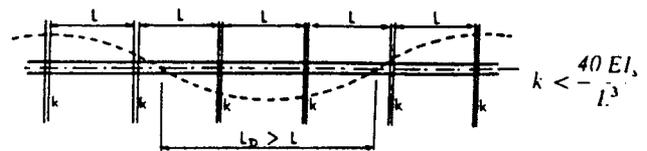
### 5.3. — Résistance au flambement

#### 5.31. — Éléments simplement comprimés

La sollicitation  $N$  de compression simple sous charges pondérées doit satisfaire à la condition suivante :

$$k_0 \frac{N}{N_p} \leq 1$$

Si la condition ci-dessus n'est pas satisfaite  $L_D$  est plus grand que  $L$  et doit être calculé par une méthode appropriée :



5.24. — La formule proposée est une simplification de la formule obtenue par une analyse numérique du comportement élasto-plastique des poutres sollicitées en flexion déviée.

Pour les sections en double T,  $\alpha$  varie de 1,33 à 2,1.  $\alpha = 2,1$  si  $\bar{\lambda} \leq 0,23$  ou  $\bar{\lambda} \geq 2,97$ . On se place du côté de la sécurité en prenant pour  $\alpha$  une valeur inférieure à 1,33.

Pour les sections en caisson,  $\alpha$  et  $\beta$  varient de 1,15 à 1,7.  $\alpha = 1,7$  si  $\bar{\lambda} \leq 0,21$  ou  $\bar{\lambda} \geq 2,79$ . On se place du côté de la sécurité en prenant pour  $\alpha$  et  $\beta$  une valeur inférieure à 1,15.

Le coefficient  $k_0$  est obtenu à partir des tableaux A, B ou C, ci-dessous, en fonction du plus grand des élancements réduits  $\bar{\lambda}_x$  et  $\bar{\lambda}_y$ :

où :

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}$$

$\lambda_x, \lambda_y$  = élancements calculés par :

$$\lambda_x = \frac{L_{Kx}}{i_x} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{L_{Ky}}{i_y}$$

$L_{Kx}, L_{Ky}$  = longueurs de flambement calculées comme indiqué en 5.33.

On adopte pour  $k_0$  les valeurs du tableau A pour :

- les profils creux conformes à la norme NF A 49-501,
- les sections en double T et en caisson en acier à limite d'élasticité  $\sigma_e \geq 430 \text{ N/mm}^2$  ou ayant subi un traitement thermique de relaxation des contraintes résiduelles.

On adopte les valeurs du tableau B pour :

- les sections en double T ou en caisson pour lesquelles les tableaux A et C ne s'appliquent pas,
- les profils creux conformes à la norme NF A 49-541,
- les sections obtenues par assemblage de cornières ou de profilés laminés.

Il est admis d'adopter pour  $k_0$  les valeurs données par les formules suivantes, valeurs qui diffèrent très peu de celles proposées dans les tableaux A, B et C :

si  $\bar{\lambda} \leq 0,2 : k_0 = 1$

si  $\bar{\lambda} > 0,2 :$

$$k_0 = \frac{2\bar{\lambda}^2}{1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 - \sqrt{[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]^2 - 4\bar{\lambda}^2}}$$

avec :

$\alpha = 0,206$  pour le tableau A

$\alpha = 0,339$  pour le tableau B

$\alpha = 0,489$  pour le tableau C.

TABLEAU A. - Valeurs de  $k_0$

$\bar{\lambda}$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02
0,3	1,02	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05
0,4	1,05	1,05	1,06	1,06	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,12	1,13
0,6	1,13	1,14	1,14	1,15	1,15	1,16	1,16	1,17	1,17	1,18
0,7	1,18	1,19	1,20	1,20	1,21	1,22	1,22	1,23	1,24	1,25
0,8	1,20	1,26	1,27	1,28	1,29	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34
0,9	1,35	1,36	1,38	1,39	1,40	1,41	1,43	1,44	1,45	1,47
1,0	1,48	1,50	1,51	1,53	1,54	1,56	1,58	1,60	1,61	1,63
1,1	1,65	1,67	1,69	1,71	1,73	1,75	1,77	1,79	1,81	1,83
1,2	1,85	1,87	1,90	1,92	1,94	1,96	1,99	2,01	2,04	2,06
1,3	2,08	2,11	2,13	2,16	2,18	2,21	2,23	2,26	2,29	2,31
1,4	2,34	2,37	2,40	2,42	2,45	2,48	2,51	2,54	2,57	2,60
1,5	2,63	2,66	2,69	2,72	2,75	2,78	2,81	2,84	2,87	2,90
1,6	2,94	2,97	3,00	3,03	3,07	3,10	3,13	3,17	3,20	3,23
1,7	3,27	3,30	3,33	3,37	3,40	3,44	3,47	3,51	3,54	3,58
1,8	3,61	3,65	3,69	3,72	3,76	3,80	3,83	3,87	3,91	3,95
1,9	3,99	4,03	4,07	4,11	4,15	4,19	4,23	4,27	4,31	4,35
2,0	4,39	4,43	4,47	4,51	4,56	4,60	4,64	4,69	4,73	4,78
2,1	4,82	4,86	4,90	4,94	4,98	5,03	5,07	5,11	5,16	5,20
2,2	5,25	5,29	5,34	5,39	5,43	5,48	5,52	5,57	5,62	5,66
2,3	5,71	5,76	5,80	5,85	5,90	5,95	6,00	6,04	6,09	6,14
2,4	6,19	6,24	6,29	6,35	6,40	6,45	6,50	6,55	6,60	6,65
2,5	6,70	6,75	6,80	6,84	6,90	6,96	7,02	7,07	7,12	7,17

TABLEAU B. - Valeurs de  $k_0$ 

$\bar{\lambda}$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,03	1,03
0,3	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08
0,4	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,12
0,5	1,13	1,14	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,17	1,18	1,19
0,6	1,19	1,20	1,21	1,22	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27
0,7	1,27	1,28	1,29	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36
0,8	1,38	1,39	1,40	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49
0,9	1,51	1,52	1,54	1,55	1,57	1,59	1,60	1,62	1,64	1,65
1,0	1,67	1,69	1,71	1,72	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84
1,1	1,86	1,88	1,90	1,92	1,94	1,97	1,99	2,01	2,03	2,06
1,2	2,08	2,10	2,13	2,15	2,18	2,20	2,23	2,25	2,28	2,31
1,3	2,33	2,36	2,39	2,41	2,44	2,47	2,50	2,52	2,55	2,58
1,4	2,61	2,64	2,67	2,70	2,73	2,76	2,79	2,82	2,85	2,89
1,5	2,92	2,95	2,98	3,01	3,05	3,08	3,11	3,15	3,18	3,21
1,6	3,25	3,28	3,32	3,35	3,39	3,43	3,46	3,50	3,54	3,58
1,7	3,62	3,65	3,69	3,73	3,77	3,82	3,84	3,88	3,92	3,96
1,8	4,00	4,04	4,07	4,11	4,15	4,19	4,23	4,27	4,32	4,36
1,9	4,40	4,44	4,48	4,53	4,57	4,61	4,66	4,70	4,74	4,79
2,0	4,83	4,87	4,92	4,96	5,00	5,05	5,09	5,13	5,18	5,22
2,1	5,27	5,32	5,36	5,41	5,46	5,50	5,54	5,59	5,63	5,68
2,2	5,73	5,78	5,83	5,88	5,92	5,97	6,02	6,07	6,12	6,17
2,3	6,22	6,27	6,33	6,38	6,43	6,49	6,54	6,59	6,64	6,69
2,4	6,74	6,80	6,85	6,90	6,95	7,01	7,06	7,11	7,16	7,21
2,5	7,26	7,32	7,37	7,43	7,49	7,54	7,58	7,63	7,67	7,73

TABLEAU C. - Valeurs de  $k_0$ 

$\bar{\lambda}$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,05
0,3	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10
0,4	1,11	1,12	1,12	1,13	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,18
0,5	1,19	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27
0,6	1,28	1,29	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,36	1,37	1,38
0,7	1,39	1,40	1,42	1,43	1,44	1,46	1,47	1,48	1,50	1,51
0,8	1,53	1,54	1,56	1,57	1,59	1,60	1,62	1,64	1,65	1,67
0,9	1,69	1,70	1,72	1,74	1,76	1,77	1,79	1,81	1,83	1,84
1,0	1,86	1,88	1,90	1,92	1,94	1,96	1,98	2,00	2,02	2,04
1,1	2,06	2,08	2,10	2,12	2,15	2,17	2,19	2,21	2,24	2,26
1,2	2,28	2,31	2,33	2,35	2,38	2,40	2,43	2,45	2,48	2,50
1,3	2,53	2,56	2,58	2,61	2,64	2,66	2,69	2,72	2,75	2,77
1,4	2,80	2,83	2,86	2,89	2,92	2,95	2,98	3,00	3,03	3,06
1,5	3,09	3,11	3,15	3,19	3,22	3,25	3,28	3,31	3,35	3,38
1,6	3,41	3,45	3,48	3,52	3,55	3,59	3,63	3,66	3,70	3,73
1,7	3,77	3,81	3,85	3,88	3,92	3,96	4,00	4,04	4,07	4,11
1,8	4,15	4,19	4,23	4,26	4,30	4,34	4,38	4,42	4,46	4,50
1,9	4,54	4,58	4,62	4,66	4,70	4,74	4,78	4,82	4,86	4,90
2,0	4,94	4,98	5,02	5,07	5,11	5,15	5,19	5,24	5,28	5,32
2,1	5,36	5,41	5,44	5,49	5,53	5,59	5,64	5,69	5,73	5,78
2,2	5,82	5,87	5,92	5,97	6,02	6,06	6,11	6,16	6,21	6,26
2,3	6,31	6,36	6,41	6,46	6,51	6,56	6,61	6,66	6,72	6,77
2,4	6,82	6,87	6,92	6,97	7,02	7,07	7,12	7,17	7,22	7,27
2,5	7,32	7,37	7,42	7,48	7,53	7,59	7,65	7,69	7,74	7,79

On adopte les valeurs du **tableau C** pour :

- les sections en U, en T et les cornières simples.
- les sections en double T et en caisson dont l'épaisseur d'âme ou de semelle dépasse 40 mm.

### 5.32. - Éléments comprimés et fléchis

Cette résistance n'est à vérifier que si :

$$\bar{\lambda} > 0.2 \quad \text{et} \quad k_0 \frac{N}{N_p} > 0.1$$

Les sollicitations sous charges pondérées doivent satisfaire à la condition suivante :

$$k_0 \frac{N}{N_p} + \frac{k_{fx}}{k_D} \frac{M_{mx}}{M_{px}} + k_{fy} \frac{M_{my}}{M_{py}} \leq 1$$

avec :

$M_{mx}$ ,  $M_{my}$  = moments de flexion maximaux par rapport respectivement à l'axe de forte inertie et à l'axe de faible inertie.

$k_0$  = coefficient calculé comme indiqué en 5.31.

$k_D$  = coefficient de déversement calculé comme indiqué en 5.22, en supposant que le moment de flexion est constant le long de la barre.

$$k_{fx} = \frac{C_{mx}}{1 - \bar{\lambda}_x^2 \frac{N}{N_p}}$$

$$k_{fy} = \frac{C_{my}}{1 - \bar{\lambda}_y^2 \frac{N}{N_p}}$$

$C_{mx}$ ,  $C_{my}$  = coefficients calculés comme indiqué ci-après.

Lorsque les conditions de non voilement local données en 5.12 - 1), 2), 3) et 4), ne sont pas respectées, on utilisera dans la formule ci-dessus  $\psi M_p$  au lieu de  $M_p$ , où  $\psi$  est le coefficient d'adaptation plastique donné dans le règlement CM 66 et  $M_e$  le moment limite d'élasticité.

#### Structures à nœuds fixes

Le **tableau 6** donne la valeur du coefficient  $C_m$  pour certains cas de charges et certaines conditions d'appuis.

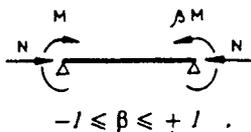
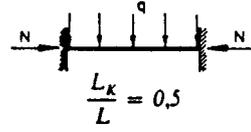
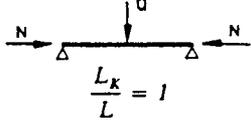
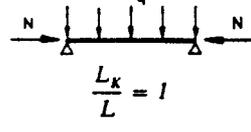
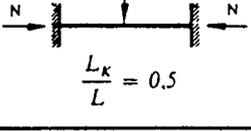
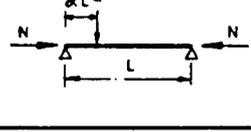
Pour les autres cas, on peut adopter  $C_m = 1$ , ou toute autre solution qui place en sécurité.

#### Structures à nœuds déplaçables

On adopte  $C_m = 1$  si la barre est fléchie en simple courbure et  $C_m = 0.85$  dans les autres cas.

*Le coefficient  $k_D$  est calculé pour la répartition de moment la plus défavorable : un moment constant le long de la barre. Une valeur plus favorable, correspondant au diagramme réel de moment dans la barre, pourrait être admise ultérieurement, après examen des résultats d'essais en cours. Le coefficient  $k_D$  peut être pris égal à 1 si le rapport  $\frac{I_x}{I_y} \cdot \frac{L_{K_y}}{L_{K_x}}$  est inférieur à 2,5.*

TABLEAU VI

N°	Mode de chargement et d'appui	$C_m$	N°	Mode de chargement et d'appui	$C_m$
1		$\sqrt{0,3(1 + \beta^2) + 0,4\beta}$	4		$1 - 0,4 \frac{N}{N_{cr}}$
2		$1 - 0,20 \frac{N}{N_{cr}}$	5		1
3		$1 - 0,20 \frac{N}{N_{cr}}$	6		$1 - 0,80 \alpha^2 \left( \frac{N}{N_{cr}} \right)$

$L_K$  : longueur de flambement pour flexion dans le plan de chargement ( $L_K = L_{Kx}$  ou  $L_{Ky}$ );  $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L_K)^2}$ .

5.33. - Longueur de flambement

5.33-1. - Règle générale

La longueur de flambement  $L_K$  d'une barre articulée aux deux extrémités est égale à la longueur réelle  $L$  de la barre.

Pour les autres modes d'attache des extrémités, on examine la déformation possible de la ligne moyenne de la pièce lorsqu'elle flambe et on prend comme longueur de flambement la plus grande des distances séparant deux points d'articulation ou d'inflexion successifs, réels ou fictifs.

On considère la rotule plastique comme une articulation si les déformations accompagnant le flambement produisent une augmentation de la rotation plastique de la rotule.

5.33-2. - Structures à noeuds fixes

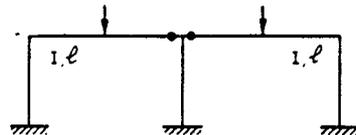
Les formules suivantes permettent de déterminer la longueur de flambement  $L_K$  des barres dans les ossatures à cadres rectangulaires et à noeuds fixes. Pour un poteau situé entre les noeuds A et B, la longueur  $L_K$  se calcule par :

$$L_K = \frac{3 - 1,6(K_A + K_B) + 0,84K_A K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0,28K_A K_B} L$$

$K_A$  et  $K_B$  sont obtenus par :

$$K_A = \frac{\sum \left( \frac{I_b}{L_b} \right)_A}{\sum \left( \frac{I_b}{L_b} \right)_A + \sum \left( \frac{I_c}{L_c} \right)_A} \quad K_B = \frac{\sum \left( \frac{I_b}{L_b} \right)_B}{\sum \left( \frac{I_b}{L_b} \right)_B + \sum \left( \frac{I_c}{L_c} \right)_B}$$

5.33-1. - Toutes les sections plastifiées n'ont pas à être considérées comme des articulations dans le calcul des longueurs de flambement. Une section plastifiée par flexion ne perd sa rigidité que pour la flexion dans un sens. Elle conserve sa rigidité initiale pour la flexion dans l'autre sens. Ainsi, pour calculer la longueur de flambement du poteau central de la structure représentée ci-dessous, on n'assimile à une articulation qu'une seule des 2 sections plastifiées.



5.33-2. - Par exemple, dans le cas de la figure ci-après (où les inerties des barres sont indiquées sur le schéma), le coefficient d'encastrement du poteau AB à son nœud inférieur A est :

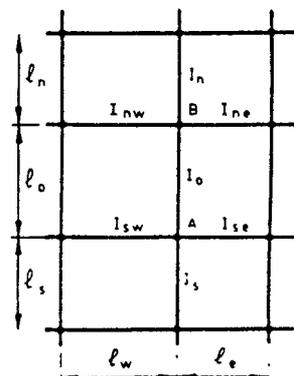
$$K_A = \frac{\frac{I_{sw}}{l_w} + \frac{I_{se}}{l_e}}{\frac{I_n}{l_n} + \frac{I_o}{l_o} + \frac{I_{sw}}{l_w} + \frac{I_{se}}{l_e}}$$

et au nœud supérieur B :

$$K_B = \frac{\frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e}}{\frac{I_n}{l_n} + \frac{I_o}{l_o} + \frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e}}$$

ou en fonction des rigidités :

$$r_{sw} = \frac{I_{sw}}{l_w} \quad r_{se} = \frac{I_{se}}{l_e} \text{ etc.}$$



où :

$\left(\frac{I_c}{L_c}\right)_A$  se rapporte aux poteaux aboutissant au nœud A.

$\left(\frac{I_b}{L_b}\right)_A$  se rapporte aux poutres aboutissant au nœud A.

La rigidité relative  $\frac{I}{L}$  des poutres doit être multipliée par un coefficient 1,5 si l'extrémité opposée au nœud considéré est articulée ou plastifiée et 2 si elle est encadrée parfaitement. Si on a une articulation ou une rotule plastique à l'extrémité A (ou B) on adopte en pratique  $K_A$  (ou  $K_B$ ) = 0,05.

Pour un encastrement supposé parfait à un appui, on prend  $K_A$  (ou  $K_B$ ) = 0,95. L'expression de  $L_K$  se réduit à :

$$L_K = \frac{2,96 - 1,58K_A}{2,99 - K_A} L \text{ si l'extrémité B est articulée ou plastifiée } (K_B = 0,05)$$

$$L_K = \frac{0,72 - 0,39K_A}{1 - 0,358K_A} L \text{ si l'extrémité B est encadrée } (K_B = 0,95)$$

$$L_K = \frac{1 - 0,6K_A}{1 - 0,2K_A} L \text{ si les deux extrémités ont le même degré d'encastrement } (K_A = K_B)$$

$$L_K = \frac{3 - 1,6K_A}{3 - K_A} L \text{ s'il y a un point d'inflexion en B } (K_B = 0)$$

$$L_K = \frac{0,7 - 0,38K_A}{1 - 0,36K_A} L \text{ s'il y a une rotation nulle en B } (K_B = 1)$$

### 5,33-3. — Structures à nœuds déplaçables

Les formules suivantes permettent de déterminer la longueur de flambement  $L_K$  des barres dans les ossatures à cadres rectangulaires et à nœuds déplaçables, c'est-à-dire telles que la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux. Pour un poteau situé entre les nœuds A et B, la longueur de flambement  $L_K$  se calcule par la formule suivante :

$$L_K = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_A + K_B) + 1,1K_A K_B}{K_A + K_B + 5,5K_A K_B}} L$$

avec :

$$K_A = \frac{\sum \left(\frac{I_b}{L_b}\right)_A}{\sum \left(\frac{I_b}{L_b}\right)_A + \sum \left(\frac{I_c}{L_c}\right)_A} \text{ et } K_B = \frac{\sum \left(\frac{I_b}{L_b}\right)_B}{\sum \left(\frac{I_b}{L_b}\right)_B + \sum \left(\frac{I_c}{L_c}\right)_B}$$

$$K_A = \frac{r_{sw} + r_{se}}{r_s + r_0 + r_{sw} + r_{se}} \text{ et } K_B = \frac{r_{nw} + r_{ne}}{r_n + r_0 + r_{nw} + r_{ne}}$$

Pour une articulation, on adopte  $K_B = 0,05$  et pour un encastrement  $K_B = 0,95$  au lieu des valeurs théoriques  $K_B = 0$  et  $K_B = 1$ . Ceci tient compte de l'imperfection des articulations et des encastrements réels. Si l'une des barres aboutissant au nœud B possède une articulation ou est plastifiée à cette extrémité B, alors on adopte pour cette barre  $\frac{I}{L} = 0$ .

Lorsque l'angle poutres-poteaux est différent de  $90^\circ$ , il est nécessaire de déterminer  $K_A$  et  $K_B$  à partir d'une étude appropriée, ou de calculer directement  $L_K$  par une analyse du second ordre.

$\left(\frac{I_c}{L_c}\right)_A$  se rapporte aux poteaux aboutissant au nœud A

$\left(\frac{I_b}{L_b}\right)_A$  se rapporte aux poutres aboutissant au nœud A

La rigidité relative  $\frac{I}{L}$  des poutres doit être multipliée par 0,5 si l'extrémité opposée au nœud considéré est articulée ou plastifiée et par 0,67 si elle est encastree.

Si on a une articulation ou une rotule plastique à l'extrémité A (ou B), on adopte en pratique  $K_A$  (ou  $K_B$ ) = 0,05. Pour un encastrement supposé parfait à un appui, on prend  $K_A$  (ou  $K_B$ ) = 0,95.

L'expression de  $L_K$  se réduit à :

$$L_K = \sqrt{\frac{1,35 + 1,92K_A}{0,04 + K_A}} L \text{ si l'extrémité B est articulée ou plastifiée}$$

$$L_K = \sqrt{\frac{4,08 + 3,63K_A}{1 + 6,55K_A}} L \text{ si l'extrémité B est encastree}$$

$$L_K = \sqrt{\frac{0,8 + 0,2K_A}{K_A}} L \text{ si les deux extrémités ont le même coefficient d'encastrement}$$

$$L_K = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4K_A}{K_A}} L \text{ s'il y a un point d'inflexion en B (} K_B = 0 \text{)}$$

$$L_K = \sqrt{\frac{4 + 3,5K_A}{1 + 6,5K_A}} L \text{ s'il y a une rotation nulle en B (} K_B = 1 \text{)}$$

## 6. - DÉFORMATIONS

### 6.1. - Déformations aux états-limites d'utilisation

Les déformations sous les charges de service doivent satisfaire aux conditions données dans les articles 3,9 et 5,25 des Règles CM 66.

### 6.2. - Déformations aux états-limites ultimes

Des limitations sur les déformations sous charges pondérées sont données au chapitre 7, afin de se prémunir contre les risques d'instabilité globale de la structure.

6.1. - Les conditions imposées dans les articles 3,9 et 5,25 des Règles C.M. 66 visent essentiellement à éviter les désordres dans les éléments secondaires de la construction.

## 7. - PRISE EN COMPTE DES EFFETS DU SECOND ORDRE

Nous donnons ci-après des règles simplifiées permettant de se placer en sécurité lorsqu'on néglige les effets du second ordre dans l'analyse d'une structure déformable (amplification des déplacements et des sollicitations, instabilité globale).

Ces règles nécessitent l'évaluation préalable, selon une méthode appropriée, du seuil de bifurcation ou d'instabilité correspondant à un facteur de charge  $\alpha_{cr}$ , en comportement purement élastique de la structure étudiée soumise aux conditions imposées.

*Un modèle de calcul est basé sur une théorie du second ordre s'il est tenu compte, dans les équations d'équilibre, des déplacements des éléments de structure dans leur repère initial. Il est basé sur une théorie du premier ordre dans le cas contraire.*

*La théorie du second ordre, plus exacte, fait apparaître l'influence néfaste, sur la rigidité d'une structure, de la présence d'effort normal de compression dans une ou plusieurs barres de cette structure, ainsi qu'une amplification des déplacements et sollicitations par rapport à la théorie du premier ordre. Ces effets, dits « du second ordre », sont d'autant plus importants que la structure est déformable et chargée.*

*Dans un chargement où toutes les actions augmentent proportionnellement à un facteur de charges  $\alpha$ , les effets du second ordre font qu'une structure peut être instable pour une valeur de ce facteur inférieure à la valeur  $\alpha_{cr}$ , déterminée par un modèle de calcul élasto-plastique du premier ordre et correspondant à l'apparition d'un mécanisme d'écoulement plastique. Cette instabilité, qui peut être locale ou globale, apparaît lorsque la raideur qu'oppose la structure à un certain mode de déplacement s'annule avant l'apparition d'un mécanisme d'écoulement plastique. Ce mode de déplacement est le vecteur propre de la matrice de raideur tangente élasto-plastique de la structure, correspondant à sa plus petite valeur propre.*

*$\alpha_{cr}$  est le facteur de charge pour lequel se produit l'instabilité avec l'hypothèse d'un matériau élastique. Cette instabilité prend l'allure d'une bifurcation lorsque les déplacements qui la précèdent sont infinitésimaux.*

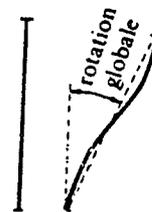
*$\alpha_{cr}$  caractérise la rigidité de la structure vis-à-vis du chargement appliqué. Plus  $\alpha_{cr}$  est grand, plus la structure est rigide vis-à-vis du chargement appliqué, moins elle est sensible aux effets du second ordre, plus le choix d'une analyse de la structure « au premier ordre » est justifié pour ce chargement.*

*Des méthodes d'évaluation de  $\alpha_{cr}$  sont données par exemple dans l'ouvrage : « Manuel pour le calcul en plasticité des constructions en acier » - CTICM, 1978.*

*Lorsqu'on détermine les sollicitations dans les éléments de structure par une méthode prenant en compte les effets du second ordre, on peut adopter, pour la vérification de ces éléments au flambement :*

$$k_f = 1$$

### Rotation globale d'un poteau



Quelle que soit la combinaison d'actions étudiée, on doit avoir obligatoirement :

$$\alpha_{cr} \geq 1$$

De plus, si :

$1 \leq \alpha_{cr} < 5$  : on doit analyser la structure par une méthode prenant en compte les effets du second ordre et vérifier que la rotation globale de chaque poteau ne dépasse pas 0,015 radian lorsque  $\alpha = 1$ .

$\alpha_{cr} \geq 5$  : on peut utiliser une méthode basée sur une théorie du premier ordre ou une méthode prenant en compte les effets du second ordre.

- Si on utilise une méthode « au premier ordre », il faut vérifier que :

1) le facteur de charge  $\alpha_p$  correspondant à la formation d'un mécanisme est tel que :

$$\alpha_p \geq \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

2) La rotation globale de chaque poteau ne dépasse pas :

$$0,015 \left( 1 - \frac{1}{\alpha_n} \right) \text{ radian pour } \alpha = 1.$$

— Si on utilise une méthode prenant en compte les effets du second ordre, il faut vérifier que la rotation globale de chaque poteau ne dépasse pas 0,015 radian pour  $\alpha = 1$ .

## 8. — ASSEMBLAGES

### 8.1. — Principes généraux

1. — Les assemblages doivent avoir une résistance telle qu'ils soient capables de supporter les sollicitations causées par toutes les combinaisons d'actions pondérées et une rigidité convenable afin d'assurer la continuité des déplacements prise en compte dans les calculs. Les assemblages doivent conserver leur résistance pendant toute la période d'adaptation plastique, jusqu'à ce que les charges aient atteint leur valeur pondérée.

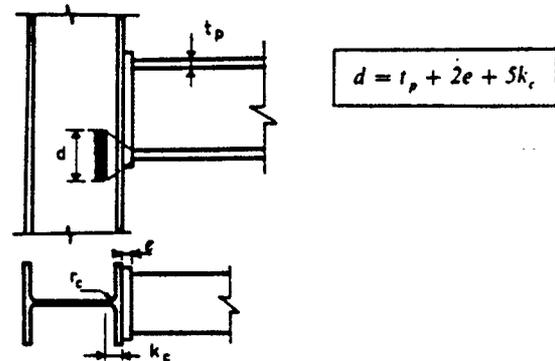
Si les sollicitations internes dans les assemblages n'ont pu être déterminées avec précision par le calcul, les efforts à prendre en compte dans la vérification de ces assemblages sont ceux que les éléments assemblés sont capables de transmettre, en raison de leurs dimensions et de leur disposition.

2. — Les assemblages doivent être conçus de manière à assurer une transmission convenable des sollicitations auxquelles ils sont soumis. Aucun des éléments faisant partie d'un joint ne doit périr par instabilité locale, ou par tout autre mode possible de ruine prématurée avant que la capacité de résistance estimée du joint ne soit atteinte.

3. — En principe, l'emploi simultané de différents modes de liaison est interdit dans un même assemblage.

1. — Il existe dans la littérature technique de nombreux exemples d'assemblages courants pour lesquels on s'est assuré expérimentalement qu'ils possèdent des qualités de résistance et de rigidité suffisantes et qu'ils sont constitués d'éléments assez ductiles pour permettre leur calcul en plasticité.

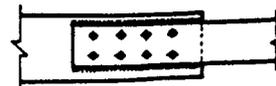
2. — Dans le cas particulier d'une attache poutre-poteau, on peut admettre qu'à l'état-limite ultime dans l'âme du poteau, l'effort de compression apporté par la semelle se diffuse dans cette âme selon la répartition :



Dans un assemblage de ce type, on doit vérifier en particulier :

- que la partie d'âme commune de l'attache poutre-poteau ne se ruine pas par plastification prématurée d'effort tranchant.
- que l'effort de compression apporté par la semelle comprimée de la poutre n'a pas pour effet de cloquer l'âme du poteau.

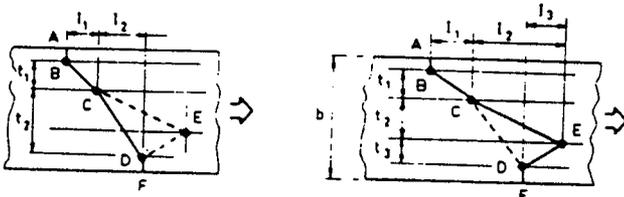
3. — Du fait des caractéristiques non identiques des courbes de comportement charge-déformation de deux modes de liaison différents, on ne peut assurer une transmission correcte d'un même effort par deux procédés de liaison agissant concurremment, sans courir le risque de faire supporter la totalité de cet effort par l'un des deux.



**8.2. - Effet de la présence des trous sur la capacité de résistance des éléments**

**8.21. - Section nette**

Le calcul de la section nette est effectué sur la ligne de moindre résistance.



- $A_n$  = section nette
- $n$  = nombre de trous dans le chemin de rupture envisagé
- $l_i$  = distance longitudinale entre trous
- $t_i$  = distance transversale entre trous

La longueur de la ligne de moindre résistance est prise égale à la valeur minimale - pour les différentes possibilités de chemin de rupture - de l'expression :

$$b_r = b - nd_r + \sum \left( \frac{l_i^2}{4t_i} \right)$$

Section nette :

$$A_n = e \left[ b - nd_r + \sum \left( \frac{l_i^2}{4t_i} \right) \right]_{\min}$$

**8.22. - Traction simple**

1)  $A_{eff} = A$  si les conditions suivantes sont réalisées :

- trous poinçonnés :  $\frac{A_n}{A} \geq 0,85$
- trous forés ou alésés :  $\frac{A_n}{A} \geq 0,75$

2) Pour les cas où les conditions précédentes ne sont pas réalisées, le calcul de la résistance ultime à la traction simple doit être basé sur la section nette :

$$A_{eff} = A_n$$

Toutefois, on peut utiliser simultanément la soudure et les boulons si chacun de ces modes de liaison ne transmet pas le même type d'effort, par exemple dans un assemblage poutre sur poteau où les semelles sont soudées (transmission du moment) et l'âme est attachée par boulons (transmission de l'effort tranchant). Dans ce cas cependant, à l'état limite ultime, les boulons doivent être calculés au frottement et non à la pression diamétrale comme le permet l'article 8.55.

**8.21.**

**Cas particulier de distribution de trous**



les lignes de moindre résistance sont des lignes transversales  
 $n$  = nombre de lignes longitudinales de trous

Longueur de la ligne de moindre résistance :  $b_r = b - nd_r$

Section nette :  $A_n = e(b - nd_r)$

8.22. - Le rapport  $\frac{A_n}{A}$  définit un degré d'efficacité de l'assemblage; de nombreuses études appuyées sur un très grand nombre d'essais ont pu mettre en évidence l'influence de plusieurs paramètres sur la résistance des assemblages ayant des rapports  $\frac{A_n}{A}$  différents, à savoir :

- la distribution des trous
- le mode de perçage des trous
- le rapport entre la limite d'élasticité et la contrainte ultime de traction du métal
- les caractéristiques géométriques (longueur d'attache, excentrement des trous, etc...).

Ces études ont montré que la condition  $\frac{A_n}{A} \geq \frac{\sigma_e}{\Phi \sigma_u}$  permet de délimiter les cas pour lesquels on peut baser le calcul de la résistance sur la section brute

$\Phi$  est un facteur inférieur à l'unité qui englobe les incertitudes sur les conditions de réalisation des trous, les excentremets et la distribution des trous ( $\Phi = 0,75$  trous poinçonnés,  $\Phi = 0,85$  trous forés).

$\sigma_e/\sigma_u$  est le rapport de la limite d'élasticité à la contrainte ultime de l'acier des pièces assemblées. Les caractéristiques mécaniques minimales des nuances courantes d'acier de construction donnant un rapport de  $\sigma_e/\sigma_u$  voisin de 0,65.

Les trous poinçonnés bruts ne sont autorisés que dans les assemblages soumis à des efforts peu variables.

### 8,23. — Compression simple

Le calcul de la résistance ultime des pièces assemblées par rivets ou boulons est basé sur la section brute :

$$A_{eff} = A$$

### 8,24. — Flexion simple

La résistance ultime à la flexion d'un élément assemblé par couvre-joint lié par rivets ou boulons n'est pas affectée par la présence des trous dans la semelle tendue si le rapport de la section nette à la section brute de la semelle tendue satisfait aux conditions suivantes :

— trous poinçonnés :  $\left(\frac{A_n}{A}\right)_{sem} \geq 0,85$

— trous forés ou alésés :  $\left(\frac{A_n}{A}\right)_{sem} \geq 0,75$

Pour les cas où les conditions précédentes ne sont pas satisfaites, la résistance ultime doit être réduite de la résistance correspondant à la partie de matière enlevée pour la réalisation des trous dans la semelle tendue.

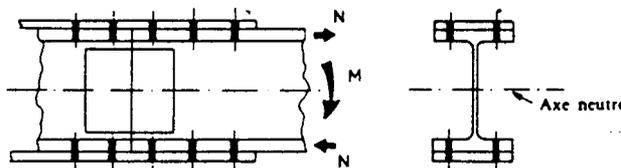
### 8,3. — Assemblages rivés

Les assemblages rivés doivent être exécutés et vérifiés conformément à la norme NF P 22-410.

### 8,4. — Assemblages boulonnés non précontraints

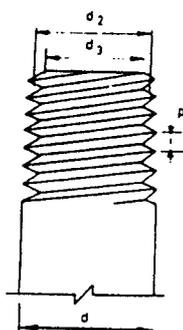
Les assemblages boulonnés non précontraints doivent être exécutés et vérifiés conformément à la norme NF P 22-430.

8,24. — Dans les cas où il faut prendre en compte, dans le calcul de la résistance de l'élément fléchi, la diminution de résistance due à la présence des trous dans la semelle tendue, on doit conserver comme axe neutre celui de la section brute.



## 8.5. — Assemblages par boulons à serrage contrôlé

## 8.51. — Notations



$p$  = pas de filet de vis.

$d$  = diamètre nominal des vis.

$d_2$  = diamètre sur flanc =  $d - 0,6495p$

$d_3$  = diamètre du noyau =  $d - 1,2268p$

$A_s$  = section résistante =  $\pi \left( \frac{d_2 + d_3}{4} \right)^2$

$A$  = section nominale =  $\pi \left( \frac{d}{2} \right)^2$

$A_3$  = section du noyau =  $\pi \left( \frac{d_3}{2} \right)^2$

$\sigma_{eb}$  = limite d'élasticité garantie du métal constituant les vis.

$\sigma_u$  = résistance ultime garantie du métal constituant les vis.

$p_t$  = effort de précontrainte dans la tige d'un boulon.

$N$  = effort pondéré de traction par boulon.

$V$  = effort pondéré de cisaillement par boulon et par plan de cisaillement.

$N_u$  = résistance ultime conventionnelle à la traction du boulon.

$V_u$  = résistance ultime conventionnelle au cisaillement du boulon par plan de cisaillement.

## 8.52. — Conditions de qualité des boulons, dispositions constructives et perçage

Les conditions de qualité auxquelles doivent satisfaire les boulons sont définies dans la norme NF E 27-701.

Les dispositions constructives doivent être conformes à la norme NF P 22-460.

Le perçage doit être conforme à la norme NF P 22-462.

## 8.53. — Effort de précontrainte

L'effort de précontrainte, réalisé par serrage de l'écrou ou de la tête de boulon, a pour valeur :

$$p_t = 0,8 A_s \sigma_{eb}$$

8.51. — Le tableau 7 donne, pour les diamètres de boulons à haute résistance les plus couramment utilisés en construction métallique, les valeurs de  $A_s$  et  $A$  (norme NF E 27-711).

TABLEAU VII

$d$ (mm)	$p$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A$ (mm <sup>2</sup> )
12	1,75	84,3	113
14	2,00	115	154
16	2,00	157	201
18	2,50	192	254
20	2,50	245	314
22	2,50	303	380
24	3,00	353	452
27	3,00	459	572
30	3,50	561	707

8.52. — Les dispositions constructives visent :

- la distance  $s$  entre axe des boulons
- la pince longitudinale  $a$ ,
- la pince transversale  $a_{\perp}$
- les épaisseurs des pièces assemblées.

Le diamètre des trous  $d_{tr}$  est égal au diamètre nominal des vis  $d$ , augmenté :

- de 1 mm pour  $d < 14$  mm
- de 2 mm pour  $d \geq 14$  mm.

**8,54. — Assemblage sollicité en traction dans la direction de l'axe des boulons**

La résistance ultime  $N_u$  par boulon est donnée par :

$$N_u = p_t = 0,8 A_s \sigma_{tb}$$

**8,55. — Assemblage sollicité par des efforts perpendiculaires à l'axe des boulons**

Aux états-limites d'utilisation, l'assemblage doit pouvoir transmettre les efforts sans déplacement relatif des pièces assemblées.

Aux états-limites ultimes, sous réserve que le glissement des pièces assemblées ne soit pas incompatible avec la conception de la construction, les boulons doivent pouvoir transmettre par pression diamétrale les efforts perpendiculaires à leur axe.

La pression diamétrale admissible est égale à 4 fois la limite d'élasticité des pièces assemblées.

La résistance ultime au cisaillement  $V_u$  par boulon et par plan de glissement, est donnée par :

$$V_u = 0,625 N_u = 0,5 A_s \sigma_{tb}$$

**8,56. — Assemblage sollicité à la fois perpendiculairement et parallèlement à l'axe des boulons**

Le couple de valeurs  $N$  et  $V$  repris par un boulon doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_u}\right)^2 \leq 1$$

La résistance de l'assemblage peut aussi être limitée par la condition de pression diamétrale (art. 8,55).

8,54. — Les conditions d'élasticité résultant de la précontrainte de traction dans le boulon et de la précontrainte de compression dans les zones intéressées des pièces assemblées font qu'un effort de traction convenablement limité, appliqué à l'assemblage, n'entraîne qu'une très légère augmentation de l'effort réel de traction dans le boulon.

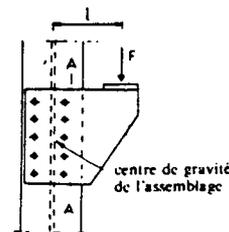
L'effort de traction appliqué à l'assemblage par boulons à haute résistance est limité, de façon à conserver toujours une pression sur les surfaces en contact.

On définit la résistance ultime d'un boulon à haute résistance par rapport à sa limite d'élasticité garantie. En réalité, cette résistance ultime aurait dû être définie par rapport à la résistance à la rupture du boulon. Le rapport minimal de la résistance à la rupture à la limite d'élasticité est de 1,25 pour la vis de classe 8,8 et de 1,10 pour la vis de classe 10,9.

8,55. — La précontrainte appliquée aux boulons a pour but de garantir un assemblage rigide aux états-limites d'utilisation. La vérification aux états-limites d'utilisation se fait en accord avec la norme NF P 22-460, mais en utilisant les efforts non pondérés.

Il se peut qu'un glissement intervienne pour un état de chargement intermédiaire compris entre l'état-limite de service et l'état-limite ultime. L'effort sera alors transmis par contact de la tige du boulon avec le bord du trou. Il est donc nécessaire de s'assurer dans ces conditions que les déformations susceptibles de se réaliser n'ont pas une influence défavorable sur la résistance de la construction à l'état ultime.

Un boulon isolé pourrait supporter avant rupture un effort de cisaillement nettement supérieur à  $0,5 A_s \sigma_{tb}$ . La valeur de  $V_u$  indiquée ici tient compte de l'inégalité de répartition des efforts entre les boulons d'un même assemblage en raison des tolérances sur la position des trous. Dans la plupart des cas, elle n'est d'ailleurs pas déterminante car le dimensionnement de l'assemblage est conditionné par la vérification aux états-limites d'utilisation (condition de non glissement).



Pour l'assemblage ci-dessus, l'effort de cisaillement résultant sur chaque boulon est obtenu par addition vectorielle de deux efforts :

- l'un dû à l'effort tranchant ( $F$ ) réparti également entre tous les boulons,
- l'autre dû au couple agissant au centre de gravité de l'assemblage ( $F.l$ ). L'effort s'exerce sur chaque boulon est proportionnel à la distance de l'axe du boulon à ce centre de gravité, et est dirigé perpendiculairement au rayon vecteur reliant l'axe du boulon au centre de gravité.

**8.57. — Assemblage sollicité par un effort perpendiculaire à l'axe des boulons (effort tranchant) et par un moment de flexion et un effort normal (créant des contraintes de traction dans les boulons)**

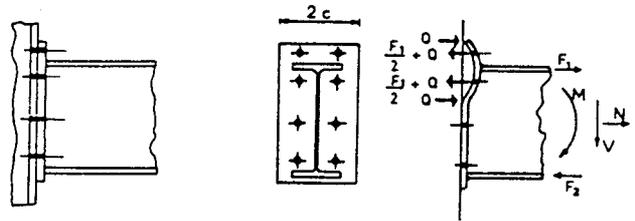
Dans ce cas d'assemblage, du type de celui représenté en commentaire, à l'état-limite d'utilisation on peut vérifier indépendamment :

- la résistance de l'assemblage à l'effort tranchant seul (sans glissement),
- la résistance de l'assemblage sous moment de flexion et effort normal seuls.

A l'état-limite ultime, l'application de la norme NF P 22-460 permet d'obtenir une évaluation par défaut de la résistance de l'assemblage. Une amélioration du calcul est possible sous réserve de connaître le mécanisme de ruine plastique (par lignes d'articulation) se formant dans la platine au voisinage de la semelle tendue de la poutre.

**8.57. — Une attention particulière doit être prêtée à la détermination des efforts de traction créés dans les boulons. L'effort de traction par boulon peut résulter :**

- de l'effort normal ( $N$ ) appliqué à l'assemblage,
- du moment de flexion ( $M$ ),
- d'un effort de traction supplémentaire  $Q$  connu sous le nom « d'effet de levier » qui peut se produire si la platine présente une certaine souplesse.



On ne dispose pas, actuellement, de méthodes simples pour déterminer cet effort  $Q$  à l'état-limite ultime. Toutefois, l'expérience montre que l'effet de levier n'est pas à craindre pour des épaisseurs  $e$  de platine supérieures à :

$$e^* = 1,6 d_{tr} \sqrt{\frac{b' \sigma_{ub}}{c \sigma_{ep}}}$$

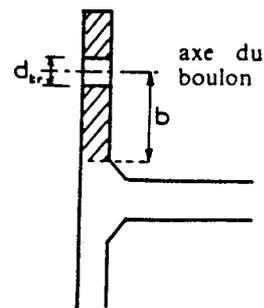
avec :

$$b' = b - \frac{d_{tr}}{2}$$

$c$  = largeur de platine concernée par un boulon,

$\sigma_{ub}$  = limite de rupture du boulon,

$\sigma_{ep}$  = limite d'élasticité de la platine.



En pratique, il semble difficile d'envisager l'utilisation de platines d'épaisseurs inférieures à  $0,4 e^*$  pour lesquelles l'effet de levier serait beaucoup trop important.

**8.6. — Assemblages soudés**

Les assemblages soudés doivent être vérifiés conformément à la norme NF P 22-470.

## 9. - NOTATIONS

### 9.1. - Caractéristiques géométriques

$a$	épaisseur de gorge d'un cordon de soudure
$A$	aire de la section brute de la pièce
$A_w$	aire de l'âme (ou de l'ensemble des âmes pour un caisson)
$A_f$	aire d'une semelle
$A_n$	aire de la section nette de la pièce
$b$	largeur d'une semelle
$h$	hauteur totale d'une section
$h_w$	hauteur d'âme
$I$	moment quadratique
$J$	moment d'inertie de torsion (Barré de St-Venant)
$L$	longueur de poutre, de poteau, portée
$L_D$	longueur de déversement
$L_K$	longueur de flambement
$i$	rayon de giration
$t$	épaisseur de pièce mince
$t_f$	épaisseur d'une semelle
$t_w$	épaisseur de l'âme (ou de l'ensemble des âmes pour un caisson)
$S$	moment statique
$Z$	module plastique ( $Z = 2 \cdot S$ )

### 9.2. - Caractéristiques mécaniques

$E$	module d'élasticité ou module de Young (pour l'acier de construction : $E \approx 21\,000 \text{ daN/mm}^2$ )
$\nu$	coefficient de Poisson (pour l'acier de construction dans le domaine élastique $\nu \approx 0,3$ )
$G$	module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ (pour l'acier de construction : $G \approx 8\,100 \text{ daN/mm}^2$ )
$\sigma_e$	contrainte limite conventionnelle d'élasticité de l'acier
$\varepsilon_e$	déformation unitaire élastique correspondant à la limite d'élasticité conventionnelle ( $\varepsilon_e = \frac{\sigma_e}{E}$ )
$\varepsilon_s$	déformation unitaire totale au seuil du domaine de raffermissement
$\tau_e$	contrainte limite élastique de cisaillement pur ( $\tau_e = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$ dans le cas du critère de von Mises)

### 9.3. - Coefficients ou grandeurs sans dimensions

$\alpha$	facteur de charges
$k_o$	coefficient de flambement
$K$	coefficient de rigidité

$\beta$  rapport entre les moments aux extrémités d'une poutre ou d'un poteau, rapport toujours compris entre  $-1$  et  $+1$

$\lambda$  élancement ( $\lambda = L_K/i$ )  
 $\bar{\lambda}$  élancement réduit ( $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}}$ )

### 9.4. - Sollicitations, contraintes et déformations

$M$	moment
$N$	effort normal
$V$	effort tranchant
$\sigma$	contrainte normale
$\tau$	contrainte de cisaillement
$\varepsilon$	déformation linéaire unitaire
$\gamma$	déformation angulaire unitaire

### 9.5. - Actions (charges)

$F$	action en général
$G$	charge permanente
$Q$	charge d'exploitation
$W$	charge de vent ( $W_n$ : vent normal, $W_e$ : vent extrême)
$S$	charge de neige ( $S_n$ : neige normale, $S_e$ : neige extrême, $S_r$ : neige réduite)

### 9.6. - Critères de résistance

$M_e$	moment élastique limite ( $M_e = \frac{I}{v} \sigma_e$ )
$M_D$	moment critique de déversement
$M_p$	moment de plastification
$M_u$	moment ultime
$N_{cr}$	effort normal critique ( $N_{cr} = A \sigma_{cr}$ )
$N_p$	effort normal de plastification
$N_u$	effort normal ultime
$V_p$	effort tranchant de plastification
$V_u$	effort tranchant ultime
$\sigma_u$	contrainte normale ultime
$\sigma_D$	contrainte critique de déversement
$\sigma_{cr}$	contrainte normale critique ( $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ )

### 9.7. - Indices de repérage

$K$	flambement
$D$	déversement
$u$	ultime
$cr$	critique
$x, y, z$	axes de coordonnées cartésiennes liées à la section dont l'origine passe par le centre de gravité de la section.

On prendra conventionnellement :

Axe  $x$  : axe de forte inertie  
 Axe  $y$  : axe de faible inertie  
 Axe  $z$  : axe longitudinal

