

Le ministre de l'équipement et du logement

à

Monsieur le commissaire au tourisme ;  
Messieurs les directeurs et chefs de service à l'administration centrale ;  
Messieurs les chefs des services régionaux de l'équipement (sous couvert de Messieurs les préfets de région) ;  
Messieurs les directeurs départementaux de l'équipement (sous couvert de Messieurs les préfets) ;  
Messieurs les chefs des services maritimes (sous couvert de Messieurs les préfets) ;  
Messieurs les chefs des services de navigation ;  
Messieurs les ingénieurs en chef chargés des services spéciaux des bases aériennes de la Gironde et des Bouches-du-Rhône ;  
Messieurs les directeurs des ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Nantes-Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg ;  
Monsieur le chef du service technique des bases aériennes à Paris ;  
Monsieur le chef du service des travaux immobiliers aéronautiques de la région parisienne à Paris ;  
Messieurs les chefs des services de l'aviation civile de Djibouti, Moroni, Nouméa, Papeete.

Le titre V « Conception et calcul des ponts et ouvrages métalliques » du fascicule n° 61 « Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art », du cahier des prescriptions communes, titre V, approuvé par arrêté du 19 août 1960 a fait l'objet d'un complément relatif aux « Boulons à haute résistance » approuvé par arrêté du 14 septembre 1967, et d'un modificatif approuvé par arrêté du 19 septembre 1969.

Ces complément et modificatif rendent nécessaire une mise à jour portant sur la mise en ordre des prescriptions et l'harmonisation des notations. Tel est l'objet du titre V, annexe II, à la présente circulaire.

La note ministérielle du 19 septembre 1969, la circulaire n° 98 du même jour, la circulaire n° 59 du 14 septembre 1967, conservent toute leur valeur et sont reproduites en annexe I.

Enfin, la correspondance entre les articles du texte mis à jour et des articles contenus dans les textes approuvés les 19 août 1960, 14 septembre 1967, 19 septembre 1969, est donnée par l'annexe III.

Pour le ministre de l'équipement et du logement  
et par délégation :

Le directeur du bâtiment et des travaux publics,  
J. VASSEUR.

ANNEXE I

A LA CIRCULAIRE N° 70-18 DU 4 FÉVRIER 1970

- a) Note ministérielle en date du 19 septembre 1969.
- b) Circulaire n° 98 du 19 septembre 1969.
- c) Circulaire n° 59 du 14 septembre 1967.

ANNEXE I a

---

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT  
ET DU LOGEMENT

---

*Le ministre.*

---

J'attire spécialement l'attention des services sur les modifications qui viennent d'être apportées, par mon arrêté du 19 septembre 1969, au titre V du fascicule n° 61 du cahier des prescriptions communes, relatif à la conception et au calcul des ponts et ouvrages métalliques.

Ces modifications s'inscrivent dans le cadre du souci constant que j'ai maintes fois exprimé, de concilier le progrès technique et la réduction des coûts.

Vous veillerez chacun en ce qui concerne, à l'application stricte des modalités d'application de la circulaire n° 69-98 du 19 septembre 1969 énoncées de façon claire et précise sous le chapitre III, à savoir :

- mise en application immédiate de ce modificatif pour l'étude de tout projet nouveau et de tout projet en cours, à condition qu'il n'en résulte aucun retard dans le lancement des travaux ;
- recherche de solutions économiques dans leur conception d'ensemble comme dans leurs détails ;
- rapidité des contrôles des soudures.

ALBIN CHALANDON.

---

ANNEXE I b

CIRCULAIRE N° 98 DU 19 SEPTEMBRE 1969

Le ministre de l'équipement et du logement

Messieurs les directeurs et chefs de service à l'administration centrale ;  
Messieurs les chefs des services régionaux de l'équipement (sous couvert de Messieurs les préfets de région) ;  
Messieurs les directeurs départementaux de l'équipement (sous couvert de Messieurs les préfets) ;  
Messieurs les chefs de services maritimes (sous couvert de Messieurs les préfets) ;  
Messieurs les chefs des services de navigation ;  
Messieurs les ingénieurs en chef chargés des services spéciaux des bases aériennes de la Gironde et des Bouches-du-Rhône ;  
Messieurs les directeurs des ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Nantes-Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg ;  
Monsieur le chef du service technique des bases aériennes de Paris ;  
Monsieur le chef du service des travaux immobiliers aéronautiques de la région parisienne à Paris ;  
Messieurs les chefs des services de l'aviation civile de Djibouti, Moroni, Nouméa, Papeete.

I. — Sommaire.

Pour tenir compte des progrès réalisés dans la conception et le calcul des ponts et ouvrages métalliques analogues et afin de faciliter les études du groupe de travail interministériel chargé d'élaborer les règles de calcul des ossatures métalliques en général, il a paru nécessaire d'apporter certaines modifications ou compléments au fascicule n° 61, titre V, du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement.

C'est l'objet du « Modificatif » approuvé par arrêté de ce jour. Il porte essentiellement sur la substitution de la pondération des sollicitations à la pondération des contraintes sur le relèvement des contraintes admissibles ou l'abaissement de divers coefficients de sécurité, sur les modes des calculs des nœuds et assemblages des pièces travaillant à la flexion composée et sur les méthodes applicables au calcul du flambement, du voilement, du déversement ou des dalles orthotropes, enfin, sur l'ajustement de certaines dispositions constructives.

II. — Modificatif.

Les prescriptions et les commentaires du « Modificatif » appellent les remarques suivantes :

1. Préambule.

Il indique comment les stipulations du « Modificatif » s'insèrent dans le fascicule. Ce dernier fera l'objet, ultérieurement, d'une nouvelle édition comportant une mise à jour tenant compte des stipulations en cause ainsi que des prescriptions relatives aux constructions utilisant les boulons à haute résistance (boulons HR) approuvées par arrêté ministériel du 14 septembre 1967.

2. CHAPITRE I. — Evaluation des sollicitations.

2.1. Des précisions sont données quant à l'intervention des surcharges climatiques (art. 2) et des séismes (art. 3 bis). Au sujet de ces derniers, les services consulteront le service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA) pour savoir quelles sont les surcharges à prendre en compte.

2.2. L'attention est attirée sur les effets de fatigue (art. 4) ou des charges concentrées qui n'interviennent qu'au moment du lancement (art. 5).

2.3. La pondération des sollicitations (art. 4 bis) qui constitue l'une des principales innovations et qui est adoptée par le règlement de calcul du béton armé, est plus satisfaisante que celle des contraintes pour une juste appréciation de la sécurité lorsqu'interviennent des phénomènes où il n'y a pas de proportionnalité entre les contraintes et les sollicitations (cas d'instabilité, zones de renversement des efforts, etc.).

3. CHAPITRE II. — Calcul des efforts.

3.1. L'article 7 n'a été reproduit que pour modifier, dans le commentaire la valeur du coefficient antérieurement fixée à 2,3 et ramenée à 1,5.

3.2. L'article 8 est allégé des prescriptions rendues inutiles par celles de l'article 4 bis. Mention y est faite des boulons HR.

4. CHAPITRE III. — Corps des pièces.

4.1. Les contraintes admissibles (art. 9-1 et 2) sont majorées en ce qui concerne la contrainte normale de compression, la contrainte tangentielle, les états de contraintes complexes.

Il est, en outre, prévu que l'on pourra se référer aux valeurs admises par les décisions d'agrément pour la limite d'élasticité et aux contraintes de flexion au niveau du centre de gravité des semelles.

Ces dispositions tendent à un allègement des ouvrages.

Elles sont acceptées dans d'autres règlements et ne paraissent pas devoir entraîner de difficultés moyennant l'application stricte des dispositions de l'article 13 relatives au déversement.

Pour les états de contrainte complexe c'est le critère de von Misès qui est maintenant pris en considération.

4.2. Les prescriptions concernant les nœuds et assemblages (art. 9-3) sont complètement révisées en distinguant les cas où les contraintes locales peuvent être raisonnablement calculées par les méthodes de la résistance des matériaux de ceux où il n'est possible que de considérer des valeurs moyennes. Pour ces derniers,

il convient d'être plus strict dans l'application du critère de von Misès, ce qui conduit à la substitution du coefficient 9/16 à celui de 0,81. Il en est de même pour les croisements de semelles qui sont traités à part (art. 9-3, 3).

4.3. Le principe de la vérification au flambement (art. 11) n'est pas changé mais les conditions énoncées ont été modifiées dans un sens libéral afin de tenir compte des résultats expérimentaux obtenus par la convention européenne de la construction métallique tout en se raccordant à la nouvelle limite admise pour la contrainte normale de compression.

Une prescription nouvelle concerne la vérification des pièces de liaison sous l'effort tranchant de flambement.

4.4. Le cas de la flexion composée fait l'objet d'un article nouveau (art. 11 bis) qui donne la formule à utiliser et la complète pour les pièces très dissymétriques soumises à la traction du côté le plus faible.

4.5. Le texte et les commentaires qui traitent du voilement des plaques et de leur raidissement sont profondément remaniés.

Ils introduisent la notion de raidisseurs principaux qui découpent dans les âmes des poutres ou les parois des caissons des panneaux de grande dimension et qui doivent toujours être des raidisseurs rigides et la notion de raidisseurs supplémentaires qui peuvent être soit des raidisseurs rigides, donc indéformables, soit des raidisseurs souples qui participent au fléchissement de la tôle.

Les règles de calcul qui sont données sont déduites de théories qui ne tiennent pas compte de l'effet de membrane intervenant au-delà de la contrainte critique de flambement des plaques. Elles placent en sécurité.

Les prescriptions concernant les raidisseurs rigides et notamment l'abaissement à 4/3 du coefficient de sécurité sur l'inertie précédemment compris entre 3 et 5, conduisent à de notables économies de poids.

Il en est de même en cas d'utilisation des raidisseurs souples.

Les coefficients figurant dans les formules des paragraphes 12.6 et 12.7 ne sont tout compte fait que des coefficients de sécurité. C'est pourquoi il ne faut pas s'étonner qu'ils se rapportent au panneau complet et non à chaque panneau élémentaire lorsqu'on utilise des raidisseurs rigides, ni qu'ils soient plus élevés pour les raidisseurs souples qui sont de pratique plus récente.

4.6. Les prescriptions concernant la vérification des poutres au déversement ont été largement développées en distinguant le cas des poutres isolées du cas des poutres dont une des membrures est maintenue par un contreventement très rigide.

Le premier revêt une certaine importance intrinsèque mais trouve aussi son application lors des opérations de lancement.

Pour le second, il est encore distingué entre les poutres triangulées et les poutres à âme pleine par l'introduction de coefficients majorateurs différents qui, appliqués à la contrainte critique intervenant en dénominateurs, conduisent à des limitations plus basses de la contrainte moyenne de compression. C'est nécessaire en raison de l'augmentation de la contrainte admissible en compression.

## 5. CHAPITRE IV. — Rivets.

Ce chapitre ne comporte pas de modification.

## 6. CHAPITRES V ET VII. — Soudures. — Dispositions constructives.

6.1. Concernant les conditions de sécurité relatives aux soudures (art. 18), il est maintenant admis que les soudures sur chantiers sont équivalentes aux soudures en atelier. Les précautions à prendre pour qu'il en soit ainsi sont alors particulièrement importantes; elles sont à préciser, autant que possible, dans le C.P.S. et doivent être au moins celles des commentaires en y précisant les soudures qui devront être exécutées à plat.

Si des conditions d'exécution équivalentes à celles de l'atelier ne peuvent être réalisées sur chantier, il y a lieu de s'adresser à un autre mode d'assemblage (rivets ou boulons H. R.). Cette option doit, en principe, être prise dès la rédaction du projet.

Les restrictions du règlement actuel sont maintenues lorsqu'il s'agit de la soudure des aciers à haute limite élastique mais :

- le texte vise seulement l'acier A 52 S, ses prescriptions n'étant pas nécessairement suffisantes pour les aciers à très haute limite élastique au sujet desquels il conviendra, le cas échéant, de consulter le S. E. T. R. A. ;
- le coefficient de majoration des contraintes en cas de contraintes alternées est toujours égal à 1/2 ce qui, au surplus, assure le raccordement nécessité par l'égalité des contraintes admissibles en traction et en compression.
- ce coefficient peut lui-même se montrer insuffisant dans les cas de fatigue visés à l'article 4.

Les dispositions relatives aux soudures d'angle s'inspirent des mêmes principes.

6.2. Les épaisseurs des soudures d'angle (art. 25) sont légèrement augmentées.

## 7. CHAPITRE VI. — DISPOSITIONS PARTICULIÈRES.

7.1. Un article nouveau (19 bis) pose les principes de calcul des dalles orthotropes et donne en commentaires une méthode simplifiée lorsque certaines dispositions constructives de pratique courante actuellement sont réalisées.

L'emploi de méthodes plus élaborées pouvant conduire à des économies de poids n'est pas exclu, moyennant l'accord du maître d'œuvre, mais les ingénieurs devront alors obligatoirement consulter le S. E. T. R. A.

## III. — Divers.

1. Les aménagements apportés aux modalités du calcul permettent d'escompter une économie de poids pouvant, dans certains cas, aller jusqu'à 13 p. 100 avec une économie de 7 à 10 p. 100 sur le coût des ouvrages.

Le modificatif est immédiatement applicable ; en sont cependant exceptés les projets dont l'étude est trop avancée pour que leur mise en conformité ne puisse se faire sans retard incompatibles avec la date prévue pour le début des travaux.

2. Il est toutefois souligné que l'imagination constructive et la recherche de formes nouvelles pour le choix du parti sont essentielles pour obtenir des ouvrages plus légers, esthétiques et moins coûteux.

Il en est de même de la bonne conception d'ensemble et de détail, spécialement des nœuds et assemblages.

3. L'attente dans le déroulement des chantiers étant source de préjudice, les ingénieurs sont invités à prendre les dispositions nécessaires pour assurer sans aucun retard les contrôles qu'ils doivent exercer, notamment celui des soudures.

Pour le ministre de l'équipement et du logement,  
et par délégation :

Le directeur du bâtiment et des travaux publics,  
JACQUES VASSEUR.

ANNEXE I c

CIRCULAIRE N° 59 DU 14 SEPTEMBRE 1967

Le ministre de l'équipement et du logement

à

Messieurs les chefs des services régionaux de l'équipement  
(pour information) ;

Messieurs les directeurs départementaux de l'équipement,  
sous couvert de Messieurs les préfets ;

Messieurs les chefs des services maritimes du Pas-de-Calais et du Languedoc-Roussillon, sous couvert de Messieurs les préfets ;

Monsieur le chef du service des ponts et chaussées de la Seine ;

Messieurs les directeurs des ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Nantes-Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille ;

Messieurs les chefs des services de la navigation ;

Monsieur le directeur du port autonome de Strasbourg ;

Messieurs les chefs des services spéciaux des bases aériennes ;

Monsieur le chef du service central d'études techniques ;

Monsieur le chef du service spécial des autoroutes ;

Monsieur le directeur du laboratoire central des ponts et chaussées.

Un arrêté, en date de ce jour, approuve le chapitre intitulé « Boulons à haute résistance » du titre V « Conception et calcul des ponts et ouvrages métalliques » du fascicule n° 61 « Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art » du cahier des prescriptions communes applicables aux travaux relevant des services des ponts et chaussées.

Ce chapitre sera introduit dans le titre V du fascicule n° 61 à la suite des chapitres I à VII et portera le numéro VIII. L'ancien chapitre VIII deviendra IX ; les articles 26 « Dérogations » et 27 « Anciens ponts » respectivement 30 « Dérogations » et 31 « Anciens ponts ».

Le texte de ce nouveau chapitre VIII et ses commentaires sont annexés à la présente circulaire. Le texte appelle les remarques suivantes.

*Observation générale.*

A la différence des pièces assemblées par rivets ou par soudure, les efforts dans les assemblages par boulons à haute résistance sont équilibrés par le frottement des pièces en contact sous l'action de la force résultant du serrage des boulons dite « force de précontrainte ».

Les assemblages par boulons à haute résistance présentent avec le béton précontraint l'analogie que des pertes se produisent sur la contrainte initiale et que les boulons sont serrés à la limite élastique de la vis.

La justification des assemblages par boulons à haute résistance comporte comme la justification des assemblages par rivets ou par soudure la vérification des boulons et la vérification des corps des pièces.

*Vérification des boulons.*

Les boulons sont vérifiés « en service » sous l'action de la force de précontrainte et, lorsque les efforts sont parallèles au plan de l'assemblage, « à la rupture » après amorce de glissement.

Dans la vérification « en service » la pondération des efforts a été substituée à la pondération des contraintes considérée par l'article 8 du titre V, contraintes qui ne sont pas de même nature dans les assemblages en question.

*Vérification du corps des pièces.*

Lorsque les pièces sont cisailées ou tendues et que les efforts sont parallèles au plan de l'assemblage, le corps des pièces est vérifié d'une part « en section brute » et d'autre part « en section nette ».

Une partie des efforts « en section nette » est absorbée par le frottement des couvre-joints en sorte que les efforts à prendre en compte doivent être calculés dans chaque cas particulier : la réduction des efforts ainsi considérée n'existe pas en construction rivée.

*Dispositions constructives.*

Il faut souligner que les boulons doivent être plus rapprochés que les rivets dans des assemblages de même importance.

En ce qui concerne le tracé des pièces les règles pour les assemblages par boulons à haute résistance sont plus proches des règles de la construction soudée que des règles de la construction rivée.

Pour le ministre et par délégation :

*Le directeur,*  
**JEAN HAUSWIRTH.**

**ANNEXE II**

**A LA CIRCULAIRE N° 70-18 DU 4 FÉVRIER 1970**

**CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES**

**FASCICULE 61**

**TITRE V**

**Conception et calcul des ponts et ouvrages métalliques.**

**SOMMAIRE**

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
	PREAMBULE	18	19
	CHAPITRE I <sup>er</sup>		
	<i>Evaluation des sollicitations.</i>		
1	Charges permanentes.....	18	19
2	Surcharges .....	18	19
3	Effets de la température.....	20	21
4	Séismes .....		21
5	Influences diverses.....	20	21
6	Sollicitations pondérées.....	20	21
7	Montage des ponts. — Lancement. — Manœuvre des ponts mobiles.....	22	23

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
<b>CHAPITRE II</b>			
<i>Conduite des justifications.</i>			
8	Enumération de principe des justifications nécessaires.....	24	25
8.1	Equilibre statique.....	24	25
8.2	Résistance .....	24	25
8.3	Stabilité élastique.....		25
9	Calcul des efforts.....	24	25
10	Calcul des contraintes.....	28	29
10.1	Pièces rivées.....	28	29
10.2	Pièces assemblées avec des boulons H. R.....	28	29
10.3	Pièces assemblées par soudure....		33
<b>CHAPITRE III</b>			
<i>Corps des pièces.</i>			
11	Conditions de sécurité relatives aux aciers laminés de construction.....	34	35
11.1	Contraintes admissibles.....	34	35
11.2	Contraintes complexes.....	34	35
11.3	Nœuds et assemblages.....	34	35
12	Conditions de sécurité relative aux aciers moulés et aux appareils d'appui .....	38	39
13	Flambement des pièces comprimées...	40	41
14	Flexion composée.....	42	43
15	Voilement des plaques et raidisseurs.	44	45
16	Déversement des poutres par flambement transversal de leurs membrures comprimées .....	48	49
16.1	Déversement des poutres isolées...	48	49
16.2	Déversement des poutres dont une des membrures est maintenue par un contreventement très rigide.	50	51

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
<b>CHAPITRE IV</b>			
<i>Rivets.</i>			
17	Conditions de sécurité relatives aux rivets .....	52	53
17.1	Rivets en acier A 37 R.....	52	53
17.2			53
17.3	Rivets en acier A 42 R.....	52	53
<b>CHAPITRE V</b>			
<i>Soudures.</i>			
18	Domaine d'application.....	52	53
19	Désignation et notation des contraintes des soudures.....	54	55
19.1	Direction conventionnelle des contraintes .....	54	55
19.2	Soudures bout à bout.....	54	55
19.3	Soudures d'angle.....	56	57
20	Calcul des contraintes des soudures...	58	59
20.1	Dimensions des soudures.....	58	59
20.2	Contraintes des soudures.....		61
20.3		62	63
21	Conditions de sécurité relatives aux soudures .....	62	63
21.1		62	63
21.2	Soudures bout à bout.....	62	63
21.3	Soudures d'angle.....	64	65

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
<b>CHAPITRE VI</b>			
<i>Boulons à haute résistance.</i>			
22	Domaine d'application.....	66	67
23	Effort de précontrainte.....	68	69
24	Conditions de sécurité.....	68	69
24.1	Assemblage soumis à des efforts perpendiculaires à la force de précontrainte des boulons.....	68	69
24.11	Conditions de sécurité relatives aux boulons.....	68	69
24.111	Vérification de la sécurité au glissement.....	68	69
24.112	Vérification de la pression diamétrale.....	70	71
24.12	Conditions de sécurité relatives au corps des pièces.....		71
24.2	Assemblage soumis à des efforts parallèles à la force de précon- trainte des boulons.....	70	71
24.21	Conditions de sécurité relatives aux boulons.....		73
24.22	Conditions de sécurité relatives aux corps des pièces.....	72	73
<b>CHAPITRE VII</b>			
<i>Conditions particulières.</i>			
25	Atténuation ou aggravation des condi- tions d'équilibre statique, de résis- tance et de stabilité élastique.....	72	73
26	Dalles orthotropes.....	74	75
27	Qualité des matériaux.....	76	77
28	Pièces spéciales.....	76	77

NUMÉROS des articles et para- graphes.	LIBELLÉ DES ARTICLES ET PARAGRAPHES	PAGES	
		Commen- taires.	Texte.
<b>CHAPITRE VIII</b>			
<i>Dispositions constructives.</i>			
29	Conservation et entretien.....	78	79
30	Nature des laminés utilisés.....		79
31	Construction rivée.....	80	81
32	Construction soudée.....	80	81
33	Dispositions constructives des assem- blages par boulons à haute résistance.	92	93
<b>CHAPITRE IX</b>			
<i>Dispositions diverses.</i>			
34	Dérogations.....		97
35	Anciens ponts.....		97
<b>CHAPITRE X</b>			
<i>Notations.</i>			
35.1		96	97
35.2	Principes.....		97
35.3	Liste des principales notations....		99



\* 0.1. Ce sont les ouvrages dans lesquels des éléments de béton armé ou de béton précontraint sont solidarisés avec l'ossature métallique en vue de concourir avec elle à la résistance de la construction.

\*\* 0.2. Les pylônes ou les mâts sont compris dans les charpentes légères.

#### CHAPITRE I<sup>er</sup>

##### Evaluation des sollicitations.

##### Article 1<sup>er</sup>.

##### Charges permanentes.

\* 1.1. La masse volumique du béton armé est définie à l'article 1-3 du fascicule 61, titre VI. Sauf circonstances spéciales elle peut être évaluée à 2,5 t/m<sup>3</sup>.

Pour les ouvrages de types courants, on peut évaluer la charge permanente soit d'après l'exemple d'ouvrages existants, soit à l'aide de tableaux numériques, de formules expérimentales ou d'abaques. Ce mode de justification est également admis dans les avant-projets sommaires qui ne comportent pas d'avant-métré détaillé.

##### Article 2.

##### Surcharges.

\* 2.2. Pour le moment, lorsque les titres I<sup>er</sup> à III ne sont pas en cause et à défaut de texte en vigueur, on se référera aux règles NV 65 modifiées en 1967.

## CONCEPTION ET CALCUL DES PONTS ET OUVRAGES METALLIQUES

### PREAMBULE

0.1. Les prescriptions du présent titre ne sont pas applicables aux ouvrages mixtes acier-béton. \*

0.2. Elles s'appliquent aux ponts et ouvrages d'art à l'exclusion des charpentes légères. \*\*

#### CHAPITRE I<sup>er</sup>

##### Evaluation des sollicitations.

##### Article 1<sup>er</sup>.

##### Charges permanentes.

1.1. On introduira dans les calculs la charge permanente et il en sera justifié.

La masse volumique de l'acier sera prise égale à 7,85 tonnes par mètre cube. \*

##### Article 2.

##### Surcharges.

2.1. Les programmes de surcharges à envisager y compris leurs majorations éventuelles pour effets dynamiques et leurs effets annexes sont fixés pour chaque nature d'ouvrage par les titres I à III du présent fascicule ou à défaut définis par le C. P. S.

2.2. Les surcharges de neige et les actions du vent sont définies par les textes en vigueur. \*

Parmi ces surcharges climatiques on distingue les surcharges normales compatibles avec le maintien de la circulation et les surcharges extrêmes.

Elles sont introduites dans les calculs suivant les modalités indiquées à l'article 6.

## Article 3.

*Effets de la température.*

Il conviendra de justifier la valeur admise dans les calculs pour l'écart maximal de température par rapport à la moyenne.

En général, sous le climat de la France, on peut tabler sur un écart de  $\pm 27^\circ$  qui, pour l'acier employé dans la construction des ponts, correspond sensiblement à une dilatation ou à une contraction linéaire de  $\pm 0,0003$ , soit trois dixièmes de millimètre par mètre.

## Article 4.

## Article 5.

*Influences diverses.*

\* 5.1. La prescription relative aux influences diverses vise principalement les ouvrages exécutés dans des conditions exceptionnelles : ponts courbes, défaut d'invariabilité dans la direction horizontale ou la direction verticale d'appuis sur piles ou culées, que le calcul théorique suppose absolument fixes, etc.

Dans le calcul d'un pont biais, ou d'un pont portant une voie en courbe, on tiendra compte de la dissymétrie des surcharges, etc.

\* 5.2. Cette disposition vise en particulier certains éléments des ponts rails, la réduction de contrainte admissible résulte de l'expérience et peut tenir compte du spectre de charges.

## Article 6.

*Sollicitations pondérées.*

\* 6.1. A la différence des prescriptions, de l'article 7 du titre VI du fascicule 61, relatives au calcul des ouvrages en béton armé, il n'y a pas de sollicitations du deuxième genre, sauf à se référer aux prescriptions et aux commentaires de l'article 8 du présent titre.

Dans des cas particuliers comme les ouvrages courbes, des ouvrages à haubans ou suspendus, il faut en outre s'assurer de la stabilité locale ou générale dans les zones de renversement d'efforts ou de flexion composée, en s'inspirant des principes du titre VI du fascicule 61.

## Article 3.

*Effets de la température.*

Toutes les fois que l'ossature d'un ouvrage métallique ne sera pas conçue pour lui permettre de se contracter ou se dilater librement, il sera tenu compte de l'influence des changements de température.

La sollicitation correspondante est introduite dans les calculs suivant les modalités indiquées à l'article 6.

## Article 4.

*Séismes.*

Dans les régions sujettes aux séismes, les constructions doivent être conçues pour résister aux surcharges dites sismiques dont le programme est fixé par le C. P. S. ou les textes en vigueur.

Les surcharges sismiques sont introduites dans les calculs suivant les modalités indiquées à l'article 6.

## Article 5.

*Influences diverses.*

5.1. Quand les efforts supportés par les éléments d'un pont métallique en service pourront être aggravés par une cause différente de celles énoncées précédemment, il conviendra de discerner cette cause, d'en apprécier le rôle et l'importance, et de la faire intervenir dans les calculs. Si cette cause se rattache à la surcharge, ses effets seront ajoutés à ceux dus au poids de ladite surcharge. Il en sera de même du vent. \*

5.2. Lorsque les surcharges sont susceptibles de provoquer des effets de fatigue dans certains éléments de construction, en particulier dans les pièces courtes soumises à un grand nombre de répétition de charges voisines de celles de l'essieu théorique. il y a lieu de réduire les contraintes admissibles. \*\*

## Article 6.

*Sollicitations pondérées*

6.1. Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées, définies ci-dessous \*

## Article 7.

*Montage des ponts. — Lancement. — Manœuvres des ponts mobiles.*

\* Il est toutefois loisible au maître d'œuvre de confier cette tâche à l'entrepreneur par une clause du C. P. S., laissant toute latitude à celui-ci pour le choix d'un procédé de montage, ou bien le chargeant des études en vue d'un procédé déterminé. C'est alors à l'entrepreneur qu'il incombe de formuler, avec calculs à l'appui, s'il est nécessaire, ses propositions pour le montage et la mise en place, et de les soumettre au visa du maître d'œuvre.

L'attention est spécialement attirée sur la nécessité des vérifications concernant les charges concentrées qui n'interviennent qu'au moment du montage ou du lancement (appuis provisoires ou trains de galets par exemple).

6.2. Une sollicitation totale pondérée est définie comme résultant de l'action d'une ou de l'action simultanée de plusieurs, des sollicitations visées aux articles 1 à 4 ci-dessus, chacune d'entre elles étant multipliée dans toutes ses composantes par un même nombre, ou coefficient de pondération, dont la valeur est spécifiée ci-après :

En d'autres termes, en appelant :

- (G) La sollicitation due à la charge permanente ;
- (P) La sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique ;
- (V) La sollicitation due aux surcharges climatiques normales compatibles avec le maintien de la circulation ;
- (W) La sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes ;
- (T) La sollicitation due aux effets de la température ;
- (SI) La sollicitation due aux séismes.

Une sollicitation totale pondérée se définit symboliquement par :

$$(S) = \gamma_G (G) + \gamma_P (P) + \gamma_V (V) + \gamma_W (W) + \gamma_T (T) + \gamma_{SI} (SI),$$

Les coefficients  $\gamma$  prenant les valeurs qui sont prescrites ci-après.

6.3. Dans toute sollicitation totale pondérée, les sollicitations composantes sont considérées dans toutes leurs combinaisons possibles et prises en compte dans celles de ces combinaisons qui sont les plus défavorables pour l'élément à justifier

6.4. Les sollicitations totales pondérées sont définies symboliquement par les égalités :

- $(S_1) = (G) + 1,2 (P) + (T)$ , applicable aux ponts routes ;
- $(S_1^I) = (G) + 1,1 (P) + (T)$ , applicable aux ponts rails ;
- $(S_1^{II}) = (G) + (T) + (P) + (V)$ , applicable aux ponts rails ;
- $(S_1^{III}) = (G) + (T) + (W)$ , applicable à tous ouvrages ;
- $(S_1^{IV}) = (G) + (P) + (T) + (SI)$ , applicable à tous ouvrages.

## Article 7.

*Montage des ponts. — Lancement. — Manœuvre des ponts mobiles.*

Toutes les fois que les opérations de montage et de mise en place d'un pont, prescrites ou prévues au projet, sont susceptibles de déterminer dans certains éléments des efforts supérieurs à ceux qu'ils auraient à supporter dans l'ouvrage en service, on doit établir des calculs justificatifs à ce sujet.

Il en est ainsi notamment quand la mise en place doit s'opérer par lancement ou que le montage est effectué par encorbellement. \*

Cette prescription vise, d'une manière générale, toutes les circonstances anormales ou temporaires qui seraient de nature à modifier dans un sens défavorable les conditions de stabilité du pont, en dehors du service normal.

Elles s'appliquent en particulier à la manœuvre des ponts mobiles, pendant laquelle le passage des surcharges est suspendu.

## Article 8.

*Énumération de principe des justifications nécessaires.*

\* 8.1. Les clauses extérieures visées dans cet article sont celles qui sont énumérées aux articles 1<sup>er</sup>, 2, 3 et 4, et, mais seulement en ce qui touche la manœuvre des ponts mobiles, à l'article 5.

Les ingénieurs indiqueront le coefficient de sécurité qu'ils auront jugé convenable d'admettre. Pour les ponts fixes, ce coefficient, ou nombre par lequel il conviendrait de multiplier l'intensité des causes perturbatrices pour rompre l'équilibre, devra, autant que possible, n'être pas inférieur à 1,5, mais des circonstances particulières pourront justifier, le cas échéant, un relèvement notable de ce minimum.

\* 8.2. Aucune méthode particulière, numérique ou graphique, n'est prescrite ou recommandée. Les ingénieurs ont toute latitude pour procéder comme ils le jugeront convenable. Si, toutefois, la marche suivie comportait une innovation sur les errements consacrés par la pratique, ils auraient à justifier que leur méthode offre toute garantie au point de vue de l'exactitude et de la précision des résultats.

## Article 9.

*Calcul des efforts.*

## CHAPITRE II

*Conduite des justifications.*

## Article 8.

*Énumération de principe des justifications nécessaires.*

Trois genres de justifications sont exigés pour un pont métallique. Le premier a trait à l'équilibre statique de l'ensemble de l'ouvrage, le second à la résistance de ses pièces constitutives et de leurs assemblages, le troisième à la stabilité élastique des éléments susceptibles de flamber, de se déverser ou de se voiler.

8.1. *Équilibre statique.*

Il sera justifié de la stabilité du pont, au point de vue de l'équilibre statique, toutes les fois que les causes extérieures agissant sur lui paraîtront susceptibles de provoquer un déplacement anormal de l'ensemble ou d'une partie de l'ouvrage par translation ou rotation. \*

8.2. *Résistance.*

On calculera les efforts développés dans les différents éléments de l'ossature métallique, on en déduira les contraintes aux points les plus sollicités de ces éléments et l'on justifiera que ces contraintes satisfont, dans les cas les plus défavorables, aux conditions de sécurité énoncées aux articles 8, 9 et 10.

Les évaluations des efforts et des contraintes seront effectuées dans l'hypothèse élastique conformément aux principes et par les procédés de la Résistance des Matériaux, compte tenu des prescriptions formulées plus loin. \*

8.3. *Stabilité élastique.*

Il sera justifié que toutes les parties de l'ouvrage présentent une sécurité suffisante vis-à-vis du flambement, du déversement ou du voilement. Les justifications correspondantes seront basées sur la considération de charges ou contraintes critiques calculées dans l'hypothèse élastique suivant les principes et par les procédés de la résistance des matériaux, compte tenu des prescriptions formulées plus loin.

## Article 9.

*Calcul des efforts.*

9.1. On calcule pour chaque pièce, ou section, de l'ossature métallique les efforts principaux dus aux causes énumérées aux articles 1<sup>er</sup>, 2, 3 et 4, le cas échéant, à l'article 5.

S'il y a lieu d'appliquer les prescriptions de l'article 7, les calculs correspondants sont faits à part.

\* 9.2. Pour l'évaluation des efforts secondaires dus à l'excentricité, on peut admettre que le moment de flexion maximale  $M$  dû à une force d'excentricité  $e$  est donné par les formules suivantes :

1. Pièces comprimées.

$$M = \frac{Fe}{\cos x + \xi \frac{\sin u}{u}}$$

2. Pièces tendues.

$$M = \frac{Fe}{1 + \xi \frac{\text{th } u}{u}}$$

Dans ces formules on a :

$$u = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{F}{EI}}$$

$l$  désignant la longueur de la pièce et  $I$  son moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion.

Quant à  $\xi$ , c'est un coefficient dépendant des conditions de liaison et de rigidité de la pièce considérée et des pièces qui lui transmettent la force  $F$ .

Il peut varier de zéro (articulations simples) à l'infini (cas d'encastresments parfaits).

Faute de détermination plus exacte, on pourra se contenter d'apprécier si les conditions dans lesquelles se trouvent les attaches, équivalent soit à un encastrement parfait, soit à un demi encastrement, au sens où l'on entend ces expressions dans l'application des règles relatives au flambement des pièces comprimées.

Dans le premier cas se rangent les attaches symétriques avec âmes simples, ou doubles, ou celles pour lesquelles on aurait prévu des organes spéciaux de raidissement des âmes. On suppose alors  $\xi$  très grand, et, en conséquence,  $M$  est négligeable.

Dans le second cas peuvent se ranger toutes les attaches faites au moyen de deux rangées de rivets ou de boulons HR au moins, d'un seul côté d'une âme simple, sans organes spéciaux de raidissement.

On peut alors prendre pour le coefficient  $\xi$  la valeur 1,5.

\*\* La majoration de 1/10 indiquée par l'alinéa ci-contre n'est pas fixée impérativement. Quand des mesures spéciales sont adoptées pour atténuer ce genre d'efforts secondaires, par exemple en réduisant la largeur en élévation des pièces de triangulation, on pourra proposer une majoration moindre, en en justifiant le bien-fondé. En revanche, il peut être nécessaire d'adopter une majoration plus grande dans certains cas.

\* 9.3. Les pièces d'un tablier sont presque toujours assemblées à leurs extrémités d'une manière rigide avec d'autres pièces et il en résulte des moments d'encastresments souvent importants.

En ce qui concerne les longerons, on peut dans les circonstances ordinaires appliquer les règles ci-après sans recourir à des calculs complexes.

9.2. S'il s'agit de barres de triangulation, on calcule en outre, obligatoirement, les suppléments d'efforts qui peuvent résulter pour elles des dispositions imparfaites, consenties pour des raisons quelconques, telles, notamment, que le défaut de symétrie des barres par rapport au plan moyen de la poutre et l'excentricité des efforts qui en résulte. \*

Quant au supplément d'efforts dus à la rigidité des attaches de ces barres sur les membrures ou au défaut de convergence des axes des pièces dans le plan moyen des poutres, il est loisible à défaut de calcul direct et si l'on ne s'est pas écarté des dispositions ordinaires de la pratique, d'en tenir compte en frappant les efforts principaux d'une majoration d'un dixième. \*\*

9.3. En ce qui concerne les pièces des tabliers, on doit, dans le calcul, tenir compte des encastresments partiels qui sont susceptibles de se produire à leurs extrémités. \*

On calcule le moment fléchissant maximal qui se produirait dans la pièce si elle était simplement appuyée à ses extrémités et on admet que le moment réel d'encastrement atteint au moins 20 p. 100 et au plus 50 p. 100 de ce moment maximal.

A chacune de ces hypothèses extrêmes correspondent des évaluations différentes pour les moments fléchissants réels et on retient les plus forts résultats. C'est la première hypothèse qui intervient pour les sections de la région médiane de la pièce; c'est la seconde qui est à prendre en considération pour les régions des extrémités et en particulier pour les attaches.

Cette méthode simplifiée de calcul n'est pas applicable aux pièces de pont.

#### Article 10.

##### Calcul des contraintes.

\* 10.1. *Pièces rivées.* — La section brute s'entend sans déduction des trous ménagés pour la pose des rivets ou des boulons.

La position du centre de gravité d'une section fléchie est calculée en section brute. Pour le calcul de la contrainte de traction maximale, on utilisera conventionnellement un moment d'inertie égal au moment d'inertie brut diminué du moment d'inertie des trous situés dans les parties tendues qu'il y aurait lieu de déduire pour le calcul de la section nette.

Dans les projets sommaires, il est loisible aux ingénieurs de baser le calcul de la contrainte sur la section brute, sans déduction des vides, à la condition de multiplier le résultat obtenu par un coefficient de majoration convenable.

10.2. *Pièces assemblées avec des boulons HR* (voir paragraphe 24.1).

#### Article 10.

##### Calcul des contraintes.

10.1. *Pièces rivées.* — Dans les pièces rivées :

- les contraintes normales de compression et les contraintes de cisaillement seront calculées en section brute ; \*
- les contraintes normales de traction seront calculées en section nette obtenu en déduisant les trous aménagés pour la pose des rivets.

10.2. *Pièces assemblées avec des boulons H. R.*

Pour les pièces assemblées avec des boulons H. R. :

Les sections à prendre en compte dans les calculs sont définies comme indiqué ci-dessous \*.

Assemblages soumis à des efforts parallèles au plan de contact des pièces assemblées.

Dans la vérification des contraintes des éléments d'un joint soumis à un effort pondéré  $F$ , déterminé comme prescrit à l'article 6, le calcul se fait conformément aux indications ci-après :

a) En compression : les éléments sont calculés en section brute sous l'effort  $F_a + F_b$ . \*\*

b) En traction et au cisaillement : les contraintes sont calculées :

- en section brute sous l'effort  $F_a + F_b$  ;
- en section nette sous l'effort  $F_a + 0,6 F_b$ .

Dans ces formules,

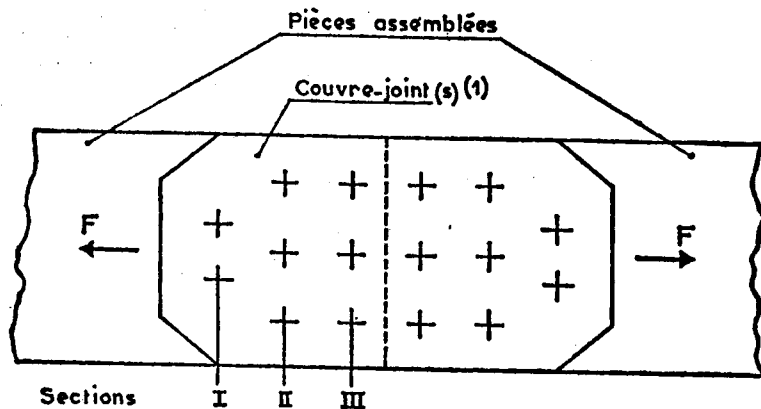
$F_a$  est la partie de l'effort pondéré total transmise par les boulons situés avant la section considérée ;

$F_b$  est la partie de l'effort pondéré total transmise par les boulons situés au droit de la section considérée.

La plus défavorable de ces deux valeurs est comparée à la contrainte admissible correspondante. \*\*\*

EXEMPLES DE CALCUL EN SECTION NETTE

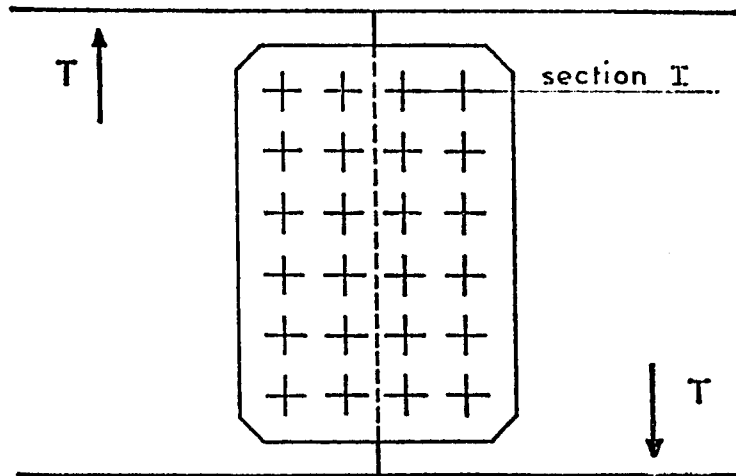
ASSEMBLAGE TENDU



SECTIONS		I	II	III
Pièces assemblées.	$F_a$	$\frac{6 F}{8} = 0,750 F$	$\frac{3 F}{8} = 0,375 F$	0
	$F_b$	$\frac{2 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$
	$0,6 F_b$	0,150 F	0,225 F	0,225 F
	$F_a + 0,6 F_b$	0,900 F	0,600 F	0,225 F
Couvre-joint (s) (1).	$F_a$	0	$\frac{2 F}{8} = 0,250 F$	$\frac{5 F}{8} = 0,625 F$
	$F_b$	$\frac{2 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$	$\frac{3 F}{8}$
	$0,6 F_b$	0,150 F	0,225 F	0,225 F
	$F_a + 0,6 F_b$	0,150 F	0,475 F	0,850 F

(1) L'effort indiqué est l'effort total à répartir entre les deux couvre-joints, s'il y en a deux.

## ASSEMBLAGE CISAILLE



Section la plus sollicitée : section I.

$$F \ 0,8 \times \frac{2 \ T}{12} = \frac{T}{10}$$

Force à prendre en compte  
par une section de largeur égale à un demi couvre-joint.

10.22. Voir paragraphe 24.2.

10.22. Assemblages soumis à des efforts parallèles à la force de précontrainte des boulons.

Les contraintes seront calculées en section nette.

10.3. Dans les pièces assemblées par soudure toutes les contraintes seront calculées en section brute.



## CHAPITRE III

## Corps des pièces.

## Article 11.

Conditions de sécurité relatives aux aciers laminés de construction.

\* 11.1. *Contraintes admissibles.* — Il est loisible de calculer les contraintes de flexion dans les semelles des poutres fléchies au centre de gravité de l'ensemble des semelles.

\*\* La valeur de  $\sigma_e$ , à prendre en compte est la valeur fixée par le cahier des prescriptions communes, ou les décisions d'agrément, pour la qualité et l'épaisseur de l'acier utilisé au point où s'applique la justification.

11.2. *Contraintes complexes.* — Les états de contrainte complexe sont ceux qui ne se réduisent pas en un point, à une contrainte normale ou à une contrainte tangentielle seule.

La condition du paragraphe 11.2 ne dispense pas de vérifier que les inégalités du paragraphe 11.1 sont satisfaites.

Cette condition s'écrit encore :

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_y \sigma_x - \sigma_x \sigma_z + 3 \tau_{xy}^2 + 3 \tau_{yz}^2 + 3 \tau_{zx}^2 \leq 0,81 \sigma_e^2$$

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  étant les composantes du tenseur des contraintes suivant les axes d'un trièdre triorthogonal quelconque.

Dans un cas de flexion simple, l'inégalité devient :

$$\sigma^2 + 3 \tau^2 \leq 0,81 \sigma_e^2$$

Ce cas est celui des poutres fléchies à âme pleine au voisinage des jonctions des âmes et des membrures, et notamment de l'âme d'une poutre en I, de l'âme et des membrures dans une poutre caisson à parois minces.

11.3. *Nœuds et assemblages.*

\* 11.31. Les coupures à considérer sont de deux sortes :

- d'une part, elles servent à s'assurer que les parties de construction (goussets ou parties d'âme de membrure) intéressées par l'attache des barres peuvent transmettre les efforts des pièces attachées ; c'est le cas de la vérification des goussets des poutres triangulées à l'effort tranchant ou à l'effort normal ;
- d'autre part, elles servent à s'assurer que ces parties de construction résistent aux efforts de chaque attache des pièces assemblées ; la vérification à la déchirure est un exemple.

\*\* On réduit les efforts au centre de gravité de la section de coupure, et on calcule les contraintes dues à l'effort normal, au moment fléchissant et à l'effort tranchant.

## CHAPITRE III

## Corps des pièces.

## Article 11.

Conditions de sécurité relatives aux aciers laminés de construction.

11.1. *Contraintes admissibles.* — Toutes les contraintes calculées comme il est dit aux articles 9 et 10, sous l'effet des sollicitations définies à l'article 6, doivent satisfaire aux inégalités suivantes :

Contrainte normale \*

$$\sigma \leq 3/4 \sigma_e$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau \leq 0,45 \sigma_e$$

$\sigma_e$  désignant la limite d'élasticité de l'acier. \*\*

11.2. *Contraintes complexes.* — En outre, dans tout état de contrainte complexe, bi ou tridimensionnel, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2 \leq 2 \times 0,81 \sigma_e^2$   
 $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$  étant les valeurs algébriques des contraintes principales :

11.3. *Nœuds et assemblages*

## 11.31. Principe de calcul.

On justifiera les sections de coupure les plus sollicitées. \*

Les conditions de sécurité à vérifier seront les suivantes :

- dans le cas où la coupure est telle que les contraintes puissent être raisonnablement calculées par l'application des méthodes de la résistance des matériaux (\*\*), on vérifiera les conditions des § 11.1 et 11.2 ;
- dans le cas où la coupure est telle que les contraintes ne peuvent y être calculées par les méthodes de la résistance des matériaux, on considérera les valeurs moyennes des contraintes et on vérifiera :

dans le cas d'une sollicitation seule, la condition correspondant au § 11.1,

dans le cas où il y a un état de contrainte complexe, la condition

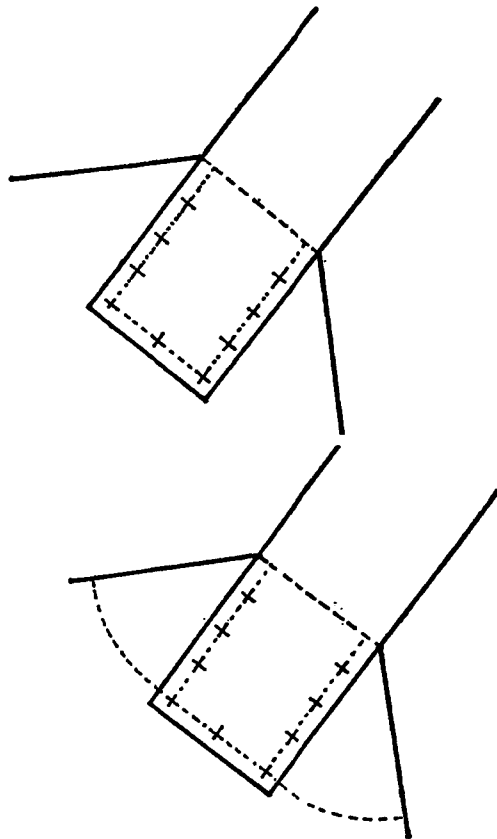
$$(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma) + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2 \leq 2 \times (0,75 \sigma_e)^2$$

11.32. *Nœuds des poutres triangulées.*

\* Il s'agit des goussets faisant une saillie faible sur la membrure.

### 11.323. Déchirure.

Cette notion concerne l'intégrité des goussets d'attache, dans la transmission des efforts.



11.321. Dans les parties d'âme de membrure ou dans les petits goussets (\*) intéressés par l'attache des barres, il y aura lieu de considérer que l'on est dans le cas où la coupure est telle que les contraintes peuvent être calculées par les méthodes de la résistance des matériaux.

Si  $\sigma$  et  $\tau$  représentent respectivement les valeurs en un point de la coupure des contraintes normales et de cisaillement, l'inégalité à vérifier prend alors la formule :

$$\sigma^2 + 3 \tau^2 \leq 0,81 \sigma_e^2$$

11.322. Dans le cas d'un gousset situé dans le plan d'une âme de membrure et en saillie importante sur elle, on admettra que la partie du gousset située dans la hauteur de l'âme équilibre l'effort normal et la partie en saillie le cisaillement, et on justifiera indépendamment ces deux parties en vérifiant que les valeurs moyennes de leurs contraintes satisfont aux inégalités du § 11.1.

### 11.323. Déchirure.

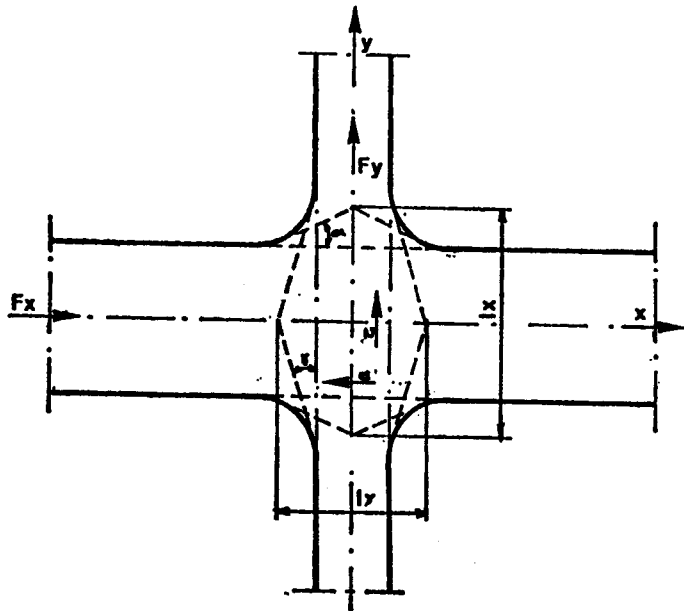
La vérification de la déchirure se fera soit en considérant une coupure tracée suivant le contour des attaches (rivets, boulons à haute résistance ou soudure), des barres, soit en considérant une coupure dont la partie centrale, normale à l'axe de la barre, se prolonge latéralement par deux retours biais, qui vont rejoindre les bords libres du gousset ou de l'âme de membrure sur lequel la barre est attachée.

### 11.324. Efforts locaux de flexion.

Il y a lieu de justifier la résistance des goussets aux efforts locaux de flexion.

Cette prescription vise essentiellement les ponts à poutres triangulées sans montant. Dans cette vérification, la contrainte admissible de flexion sera prise égale à la limite d'élasticité.

11.33. Lorsque le croisement est muni de goussets latéraux, suffisamment dimensionnés il sera loisible de tenir compte de l'épauvrissement des contraintes dans ces goussets à l'intérieur de lignes inclinées à  $\text{tg } \alpha = 0,3$  dans la direction de la semelle.



$$\alpha = \text{arc tg } 0,3$$

$$\sigma_x = \frac{F_x}{l_x t_x} \quad \sigma_y = \frac{F_y}{l_y t_y}$$

$t_x$  et  $t_y$  désignent les épaisseurs des semelles.

La contrainte  $\tau$  résulte de la réaction réciproque au niveau du croisement des âmes des poutres. (Force transmise par l'une des poutres à l'autre.)

#### Article 12.

*Conditions de sécurité relatives aux aciers moulés et aux appareils d'appui.*

\* 12.1. L'attention est attirée sur l'article 25 dont il y aurait lieu de faire application dans les cas où le calcul des contraintes serait incertain.

#### 11.33. Croisement de semelles.

Dans le cas de croisement de poutres on vérifiera que la condition

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau^2 \leq 9/16 \sigma_e^2$$

est satisfaite dans la partie commune des semelles. \*  
 $\sigma_x, \sigma_y$  étant les valeurs algébriques des contraintes normales dans le sens des  $x$  et des  $y$  ;

$\tau$  : contrainte algébrique moyenne de cisaillement dans le sens  $x$  ou  $y$ .

#### Article 12.

*Conditions de sécurité relatives aux aciers moulés et aux appareils d'appui.*

12.1. Dans le corps des pièces en acier moulé les contraintes dues aux sollicitations définies à l'article 6 doivent satisfaire aux inégalités suivantes \* :

Contraintes normales en traction et compression simples :

$$\sigma \leq \frac{2}{3} \sigma_e$$

\* 12.2. Les contraintes sont supposées calculées par application de la théorie de Hertz.

## Article 13.

*Flambement des pièces comprimées.*

13.1.

13.2.

13.21. Dans le cas le plus courant des pièces d'inertie et de section constantes possédant un centre de symétrie :

Si  $l$  est la longueur de la pièce,

$I$ , le moment d'inertie de la section, relatif au plan de flambement considéré,

$\Omega$ , l'aire de cette section,

$i$ , son rayon de giration dans le plan de flambement considéré,

$\lambda$ , l'élanement de la pièce  $\lambda = \frac{l}{i}$ ,

$E$ , le module d'élasticité longitudinal du métal.

$$F_K = m\pi^2 \frac{EI}{l^2} = m\pi^2 \frac{E\Omega}{\lambda^2}$$

dans laquelle  $m$  est un coefficient numérique dépendant du mode de fixation de la pièce à ses deux extrémités  $m = 1$  correspondant à la pièce articulée à chacune de ses extrémités, la valeur correspondante de  $F_K$  est souvent considérée comme étant la valeur fondamentale. Le coefficient  $m$  à appliquer à la valeur fondamentale peut résulter des mesures préalablement effectuées à cet effet.

\*\* 13.22. Dans les circonstances ordinaires on peut admettre pour  $m$  les valeurs suivantes :

Pour une membrure dans le plan de la poutre  $m = 1$  ; toutefois pour les fermes de grande hauteur, on adopte des valeurs de  $m$  supérieures à 1 mais on doit alors réduire les valeurs adoptées pour les diagonales.

Contraintes normales en traction et compression en flexion :

$$\sigma \leq \frac{3}{4} \sigma_e$$

Contrainte tangente :

$$\tau \leq \frac{2}{5} \sigma_e$$

12.2. Les contraintes développées dans les zones de contact des pièces roulant mutuellement l'une sur l'autre devront satisfaire aux inégalités suivantes \* :

Acier moulé .....  $\sigma \leq 4 \sigma_e$   
Acier laminé .....  $\sigma \leq 3 \sigma_e$

Dans les appareils à plus de deux rouleaux ces valeurs limites des contraintes seront réduites de 20 p. 100.

## Article 13.

*Flambement des pièces comprimées.*

13.1. Toute pièce soumise à un effort de compression fera l'objet d'une justification complémentaire dans les conditions précisées ci-après :

13.2.

13.21. Pour une pièce dont la section formera un ensemble d'un seul tenant, composé ou non, on évaluera la charge critique d'Euler  $F_K$  dans chacun des plans où la stabilité est la moins assurée.

Pour une pièce composée de deux ou plusieurs profils solidarisés par des lattis triangulés ou des barrettes transversales, on tiendra compte aussi exactement que possible de la réduction de la charge critique réelle qu'apporte cette constitution par rapport à la charge critique calculée, comme si ces profils formaient un ensemble d'un seul tenant.

13.22. Dans les poutres triangulées, les longueurs des barres comprimées seront évaluées entre nœuds théoriques.

Les coefficients dont il conviendra de frapper les charges critiques calculées dans l'hypothèse de l'articulation des barres à leurs extrémités seront évalués en tenant compte de la valeur estimée des encastremets offerts à chaque barre par les autres barres assemblées à ses extrémités. \*\*

Pour une diagonale dans le plan de la poutre :

- assemblée à deux membrures :

$m = 3$  quand il existe un montant aboutissant à l'assemblage sur la membrure comprimée ;  
 $m = 2,5$  dans le cas contraire.

- Assemblée à une membrure et à une diagonale tendue :  
 $m = 2$ .

- Assemblée à deux diagonales tendues :  $m = 1$ .

Pour une diagonale normalement au plan de la poutre :  $m = 1$ .

De toute manière, la valeur choisie devra être dans le sens de la sécurité. Les valeurs  $m = 2$  ou  $2,5$  ou  $3$  ne sont pas adéquates pour la première diagonale d'une poutre à treillis, pour laquelle il convient de prendre :  $m = 1$ .

13.3. Cette prescription vise en particulier les profils composés ouverts en U ou en H dont les ailes libres ne sont pas solidarisiées par des lattis ou des barrettes ou ne le sont pas suffisamment.

13.4. Dans l'expression de  $Tf_K$  on prend pour  $\sigma_m$  la plus forte contrainte moyenne que la pièce est susceptible de supporter, compte tenu de sa position.

La valeur de  $m$  est définie au commentaire 22 du présent article. Pour les profils composés le moment d'inertie  $I$  est calculé comme si ces profils formaient un ensemble d'un seul tenant.

Article 14.

Flexion composée.

14.1. La formule se raccorde aux deux cas de compression simple ou de flexion simple.

\* 1. La valeur limite  $\overline{\sigma_f}$  est celle qui est indiquée au paragraphe 1 de l'article 11.  $\overline{\sigma_f} = 0,75 \sigma_e$ .

La valeur limite  $\sigma_m$  est la plus faible de celles qui sont indiquées aux paragraphes 1 de l'article 11 et 2.3 de l'article 13.

*bizarre formule encadrée.*

13.23. Si  $\sigma_m$  désigne la contrainte moyenne de compression de la pièce considérée on vérifie que :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_m$$

avec  $\bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_K}\right)$  si  $\sigma_K \geq 0,75 \sigma_e$   
 $\bar{\sigma}_m = 0,5 \sigma_K$  si  $\sigma_K \leq 0,75 \sigma_e$

$\sigma_K$  étant la contrainte critique obtenue en divisant la charge critique par l'aire de la section de la pièce considérée.

Toutefois pour les pièces très courtes, telles que  $\lambda \leq 20$  on peut se contenter de vérifier que  $\sigma_m \leq 0,75 \sigma_e$ .

13.3. On s'assurera que les pièces comprimées présentent une sécurité suffisante vis-à-vis du flambement de torsion ou du flambement d'effort tranchant si cela ne résulte pas des justifications fournies en vertu de ce qui précède.

13.4. Les éléments de liaison (lattis triangulés ou barrettes transversales) des pièces composées sont vérifiés sous l'effort tranchant de flambement en prenant pour valeur ce dernier. \*

$$Tf_K = \frac{\pi}{l} \gamma m \frac{I}{V_0} (0,75 \sigma_e - \bar{\sigma}_m) \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_m}$$

$l$  est la longueur de la pièce.

$m$  est un coefficient numérique dépendant du mode de fixation.

$I$  est le moment d'inertie de la pièce.

$V_0$  désigne la distance entre les centres de gravité de la section et d'une membrure du profil.

Article 14.

Flexion composée.

14.1. Pour les pièces soumises à la flexion composée on vérifie en tout point :

$$\frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_m} + \frac{\sigma_f}{\bar{\sigma}_f} \leq 1 *$$

$\sigma_m$  étant la contrainte moyenne de compression due à l'effort normal ;

$\sigma_f$  étant la contrainte maximale de compression due au moment fléchissant dans la section considérée.

14.2. Le cas se rencontre lorsque dans des pièces dissymétriques les contraintes de traction se trouvent du côté le plus faible, c'est-à-dire le plus éloigné du centre de gravité.

## Article 15.

*Voilement des plaques et raidisseurs.*

\* 15.1. Les éléments plans ici visés comportent notamment les âmes des poutres à âme pleine et les parois des caissons.

\*\* Il n'existe pas pour le moment de théorie parfaitement satisfaisante. Celles qui se réfèrent aux contraintes critiques sont contestées par les auteurs qui voudraient tenir compte de l'effet de membrane, mais les expériences correspondantes ne se rapportent qu'à des panneaux sans raidisseurs intermédiaires.

Les prescriptions du texte et les indications données ci-dessous placent en sécurité mais doivent être considérées comme perfectibles.

Toutefois les épaisseurs minimales des plaques minces peuvent être déterminées par d'autres considérations que celles de leur stabilité sous l'action des sollicitations définies à l'article 6. Elles peuvent dépendre des déformations dues au soudage des raidisseurs, des conditions de manutention sur chantier et des prescriptions de l'article 22.

\* 15.2. Par raidisseurs principaux, on entend les raidisseurs ou les éléments (notamment les montants d'entretoises) qui découpent dans les âmes ou les parois les panneaux de grandes dimensions dont on vérifie la stabilité au voilement.

Les raidisseurs sont définis par leur inertie  $J$  pris par rapport à la tôle et leur section  $\Omega$ . On prendra :

$$J = \frac{bD\gamma}{E} \text{ ou } J = 0,092 b t^3 \gamma$$

$$\Omega = b t \delta$$

$\gamma$  est l'inertie relative du raidisseur.  
 $\delta$  est la section relative du raidisseur.

$E$  étant le coefficient d'élasticité de l'acier.  
 $b$  étant la hauteur du panneau.

$D$  étant la rigidité du panneau d'épaisseur  $t$  :  $D = \frac{E t^3}{12 (1 - \mu^2)}$

$\mu$  étant le coefficient de poisson de l'acier.

14.2. Dans les cas exceptionnels où la contrainte maximale de traction due au moment fléchissant,  $\sigma_{ft}$  prend des valeurs importantes, on vérifiera en outre que :

$$\frac{\sigma_{ft}}{1 - \frac{\sigma_m}{0,75 \sigma_k}} - \sigma_m \leq 3/4 \sigma_e$$

## Article 15.

*Voilement des plaques et raidisseurs.*

15.1. Il sera justifié que les éléments plans assimilables à des plaques minces, constitutifs des profils composés, présentent une sécurité suffisante vis-à-vis du voilement. \*

Les justifications reposeront sur la considération des contraintes critiques de voilement correspondant à leur mode de sollicitation. \*\*  
Le rapport des contraintes critiques aux contraintes calculées doit être choisi dans chaque cas de telle manière qu'une sécurité suffisante soit assurée.

A défaut de théorie plus élaborée, les règles des paragraphes 6 ou 7 ci-après pourront être utilisées.

Chaque panneau délimité par les membrures et les raidisseurs doit être vérifié au point de vue de la sécurité.

15.2. Les raidisseurs principaux sont dans tous les cas des raidisseurs rigides. \*

Ces raidisseurs principaux d'âme peuvent être déterminés par les conditions ci-après :

NATURE DE L'ACIER constituant le raidisseur.	NATURE DE L'ACIER constituant l'âme.	$\gamma$ minimum.	$\delta$ minimum.
A 42	A 42	$0,2 \left( \frac{b}{50 t} \right)^3$	$0,54 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$
A 42	A 52	$0,33 \left( \frac{b}{50 t} \right)^3$	$0,80 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$
A 52	A 52	$0,33 \left( \frac{b}{50 t} \right)^3$	$0,66 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t}$

On peut prendre  $J = 0,092 b t^3 \gamma$ .

Dans le cas d'une contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) faible  $\frac{\tau}{\sigma} < 0,4$ ,

on peut appliquer un coefficient réducteur à  $\gamma$  et  $\delta$  égal à  $2,5 \frac{\tau}{\sigma}$  sans toutefois qu'il puisse être inférieur à 0,25.

\* 15.3. Par raidisseurs rigides, on entend ceux dont l'inertie est telle qu'ils ne puissent suivre la déformation de la tôle si elle vient à se voiler.

Les raidisseurs souples, au contraire, participent à cette déformation.

\* 15.4. Lorsqu'il existe plus d'un raidisseur pour le même panneau la détermination exacte de l'inertie critique d'un raidisseur dépend, en principe, des inerties critiques des autres raidisseurs.

Toutefois dans un calcul simplifié les inerties relatives  $\gamma$  \* des raidisseurs autres que principaux sont déterminées, comme si chacun de ces raidisseurs était seul.

Dans l'évaluation des inerties des raidisseurs on utilise l'épaisseur  $t$  de la tôle, autrement dit l'inertie du raidisseur pris à partir de la tôle doit être égale à :

$$J = \frac{4}{3} 0,092 b t^3 \gamma *$$

L'attention est attirée sur ce que le voilement élastique d'une plaque ne supprime pas nécessairement sa résistance en raison de l'action des éléments auxquels elle est associée alors que dans les circonstances courantes le flambement d'un raidisseur équivaut à sa ruine.

15.3. Lorsque des raidisseurs supplémentaires sont nécessaires pour assurer la stabilité du panneau considéré, les raidisseurs utilisés peuvent être soit des raidisseurs rigides, soit des raidisseurs souples. \*

15.4. Les raidisseurs rigides doivent avoir des inerties relatives telles qu'ils présentent une sécurité convenable vis-à-vis de leur déformation. Les justifications correspondantes sont basées sur la considération des inerties critiques de ces raidisseurs ou inerties strictement suffisantes pour qu'ils ne soient pas exposés à se déformer sous des sollicitations inférieures à celles qui entraînent le voilement des éléments de plaques qu'ils délimitent. \*

Le rapport de l'inertie réelle d'un raidisseur à son inertie critique doit être supérieur ou égal à  $\frac{4}{3}$ .

15.6. Lorsque le panneau est uniformément comprimé l'inégalité donne  $1,8 \sigma \leq \sigma_k$ .

Lorsque le panneau est soumis à un cisaillement simple l'inégalité donne  $\tau \leq \tau_k$ .

\* 15.7. Les contraintes critiques ( $\sigma_k$ ,  $\tau_k$ ) qui interviennent dans l'inégalité sont relatives au panneau muni de ses raidisseurs souples.

Elles dépendent :

- de la disposition des raidisseurs ;
- de la variation des contraintes normales définies par le coefficient  $\phi$  qui, par exemple, est égal à  $-1$  dans le cas de la flexion simple ;
- de la section relative  $\delta$  et de l'inertie relative  $\gamma$  de chaque raidisseur.

Ces contraintes critiques peuvent être déterminées en utilisant par exemple les abaques de MM. Kloëppel et Scheer.

\*\* Pour un panneau élémentaire  $\sigma_k$  et  $\tau_k$  sont les contraintes critiques de ce panneau lui-même.

\* 15.9. Il en est ainsi au droit des appuis ou au point de report des charges par une poutre sur une poutre.

#### Article 16.

*Déversement des poutres par flambement transversal de leurs membrures comprimées.*

\* 16.1. Déversement des poutres isolées. — Il s'agit de poutres basses, d'épaisseur d'âme relativement forte telles que celles utilisées en bâtiment, par exemple.

15.5. Si les raidisseurs autres que les raidisseurs principaux sont déterminés par la méthode des raidisseurs souples, les vérifications de l'ensemble du panneau raidi, comme c'est prescrit au paragraphe 7 ci-dessous, comportent la vérification des raidisseurs.

15.6. Dans le cas des raidisseurs rigides, les contraintes de compression et de cisaillement dans chaque panneau élémentaire doivent satisfaire aux inégalités suivantes :

$$\left( S \frac{\sigma}{\sigma_k} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_k} \right)^2 \leq 1 \text{ avec } \begin{cases} S\sigma = 1,8 \text{ si } \phi = 1 \\ S\sigma = 1,4 + 0,4\phi \text{ si } 1 \geq \phi \geq -1 \\ S\sigma = 1 \text{ si } -1 \geq \phi \end{cases}$$

où  $\phi$  désigne le rapport algébrique de la contrainte sur le bord opposé à la contrainte de compression maximale dans le panneau de grande dimension dont on étudie le raidissage.

$\sigma_k$  et  $\tau_k$  sont les contraintes critiques dans le panneau élémentaire que l'on considère.

15.7. Dans le cas des raidisseurs souples, les contraintes de compression et de cisaillement dans le panneau de grandes dimensions doivent satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\left( S \frac{\sigma}{\sigma_k} \right)^2 + \left( 1,4 \frac{\tau}{\tau_k} \right)^2 \leq 1 \text{ avec } \begin{cases} S\sigma = 1,8 \text{ si } 1 \geq \phi \geq 0 \\ S\sigma = 1,8 - 0,8\phi^2 \text{ si } 0 \geq \phi \geq -1 \\ S\sigma = 1 \text{ si } -1 \geq \phi \end{cases}$$

où le paramètre  $\phi$  est défini au paragraphe 6 du présent article.

$\sigma_k$  et  $\tau_k$  sont les contraintes critiques du panneau raidi de grandes dimensions. \*

En outre, chaque panneau élémentaire doit être vérifié en appliquant les mêmes formules. \*\*

15.8. Les conditions de stabilité stipulées au présent article sont indépendantes des limitations imposées à l'article 11, qui doivent être respectées en tout point.

15.9. Au droit des charges concentrées les montants qui jouent le rôle de raidisseurs doivent être vérifiés au flambement sous l'effet des charges. \*

#### Article 16.

*Déversement des poutres par flambement transversal de leurs membrures comprimées.*

Toute pièce fléchie fera l'objet d'une justification complémentaire relative à sa stabilité au déversement.

16.1. Déversement des poutres isolées. \*

Il sera justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique de déversement.



Solent :

- l la portée de la pièce fléchie ;
- b sa hauteur ;
- I<sub>y</sub> son inertie dans le sens transversal ;
- K sa rigidité de torsion ;
- E et G les coefficients d'élasticité longitudinale et transversale.

Il est rappelé que le moment critique de déversement est donné par la formule :

$$M_d = m \frac{\sqrt{E I_y G K}}{l} \sqrt{1 + 2,5 \frac{E I_y b^2}{G K l^2}}$$

le coefficient  $m$  dépendant des conditions d'appuis de la poutre d'une part, et de la disposition des charges, d'autre part.

Par exemple, dans le cas d'une poutre sur appuis simples à la torsion et à la flexion, les valeurs de  $m$  sont les suivantes :

- $m = 3,54$  dans le cas d'une charge uniformément répartie.
- $m = 4,20$  dans le cas d'une charge concentrée au milieu de la poutre.
- $m = 3,14$  dans le cas d'un moment constant.

16.2. Déversement des poutres dont une membrure est maintenue par un contreventement très rigide.

16.21. Poutres triangulées.

16.22. Poutres à âme pleine.

\* On considère comme points fixes soit un nœud inférieur de la poutre avec une entretoise triangulée, soit un nœud d'un contreventement des semelles inférieures, s'il en existe un. Ce dernier doit être calculé pour résister à un effort tranchant, défini au paragraphe 4 de l'article 13.

Si  $\sigma_{TK}$  est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte due à la flexion  $\sigma_f$  satisfait à

$$\sigma_f \leq f(\sigma_{TK})$$

$$\text{avec } f(\sigma_{TK}) = 0,75 \sigma_e \left( 1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{TK}} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{si } \sigma_{TK} &\geq 0,75 \sigma_e \\ f(\sigma_{TK}) &= 0,5 \sigma_{TK} \\ \text{si } \sigma_{TK} &\leq 0,75 \sigma_e \end{aligned}$$

16.2. Déversement des poutres dont une des membrures est maintenue par un contreventement très rigide.

16.21. Poutres triangulées.

Il sera justifié que les poutres fléchies dont les membrures comprimées ne sont maintenues transversalement que par la raideur de leurs propres montants ou diagonales présentent un coefficient de sécurité suffisant vis-à-vis de leur déversement par flambement transversal d'ensemble de leurs membrures comprimées.

Dans le cas où l'on détermine une contrainte critique  $\sigma_{Kf}$  de flambement transversal de la membrure comprimée en supposant pour simplifier le calcul que la section de la membrure est constante et égale à la section maximale et que la contrainte moyenne de compression  $\sigma_m$  dans la membrure est constante et égale à sa valeur maximale, la sécurité est assurée si l'on a :

$$\sigma_m \leq f(1,1 \sigma_{Kf})$$

$\sigma_{Kf}$  étant la contrainte critique calculée comme indiquée ci-dessus,  $f$  étant la même fonction qu'au paragraphe 16.1.

16.22. Poutres à âme pleine.

Il sera justifié que les poutres fléchies à âme pleine présentent un coefficient de sécurité suffisant vis-à-vis du flambement transversal de leurs membrures comprimées.

Dans le cas où l'on détermine une contrainte critique de flambement  $\sigma_{fk}$  de la semelle dans son plan, en prenant comme longueur la distance entre deux points d'appui fixes (\*) et en prenant une valeur de  $m$  égale à 1 la sécurité est assurée si l'on a :

$$\sigma_f \leq f(1,2 \sigma_{fk})$$

$f$  étant toujours la même fonction qu'au paragraphe 16.1.

## CHAPITRE IV

## Rivets.

## Article 17.

*Conditions de sécurité relatives aux rivets.*

\* 17.2. Ce sont les rivets utilisés avec l'acier A 42.

\* 17.3. Ce sont les rivets utilisés avec l'acier A 52.

## CHAPITRE V

## Soudures.

## Article 18.

*Domaine d'application.*

\* Le texte limite son énumération aux procédés éprouvés qui permettent de façon certaine d'atteindre à une bonne exécution des soudures. D'autres procédés de soudage pourront être agréés par les ingénieurs sous réserve de justifications expérimentales probantes.

\*\* Le soudage avec électrodes couchées peut être considéré comme une variante de l'un ou de l'autre des deux premiers procédés énumérés.

## CHAPITRE IV

## Rivets.

## Article 17.

*Conditions de sécurité relatives aux rivets.*

17.1. S'il peut se produire des renversements du sens des sollicitations à chaque contrainte  $\sigma$  ou  $\tau$  maximale considérée en valeur absolue, on associera la contrainte de sens contraire de même indice dont la valeur absolue maximale sera désignée par  $\sigma'$  ou  $\tau'$ . S'il n'y a pas de renversement d'efforts on fera  $\sigma' = 0$  ou  $\tau' = 0$  dans les formules ci-dessous.

17.2. Rivets en acier A 37. \*

Les conditions de sécurité sont les suivantes :

Cisaillement .....  $\tau (1 + 0,25 \frac{\tau'}{\tau}) < 15$  hectobars (15 Kgf/mm<sup>2</sup>).

Arrachement des têtes.....  $\sigma < 4$  hectobars (4 Kgf/mm<sup>2</sup>).

Pression diamétrale..  $\sigma (1 + 0,3 \frac{\sigma'}{\sigma}) < 32$  hectobars (32 Kgf/mm<sup>2</sup>).

17.3. Rivets en acier A 42 R. \*

Les conditions de sécurité sont les suivantes :

Cisaillement .....  $\tau (1 + 0,8 \frac{\tau'}{\tau}) < 22$  hectobars (22 Kgf/mm<sup>2</sup>).

Arrachement des têtes.....  $\sigma < 6$  hectobars (6 Kgf/mm<sup>2</sup>).

Pression diamétrale ...  $\sigma (1 + 0,9 \frac{\sigma'}{\sigma}) < 48$  hectobars (48 Kgf/mm<sup>2</sup>).

## CHAPITRE V

## Soudures.

## Article 18.

*Domaine d'application.*

Les prescriptions du présent chapitre s'appliquent exclusivement aux soudures obtenues par l'un des procédés suivants de soudage par fusion à l'arc électrique : \*

Soudage avec électrodes enrobées ; \*\*

Soudage sous flux électro-conducteur ; \*\*

Soudage en atmosphère protectrice, avec ou sans usage de flux.

## Article 19.

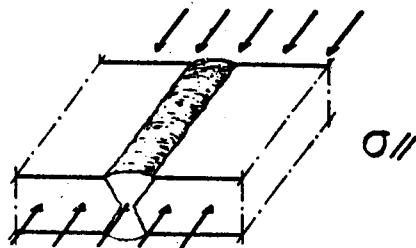
*Désignation et notation des contraintes des soudures.*

\* 19.11. et 12. La direction d'un cordon de soudure est conventionnellement celle des intersections des faces, libres ou en contact avec le métal de base, qui le limitent.

\*\* On trouvera la notation correspondante imprimée aux paragraphes suivants.

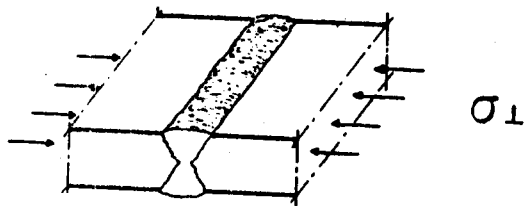
19.2.

\* 19.21. Figure.



\* 19.22. La différence éventuelle d'épaisseur des éléments plats réunis, le bombement éventuel du cordon peuvent perturber localement le champ de contraintes qui n'est simple dans ces conditions qu'à quelque distance du cordon.

Figure.



## Article 19.

*Désignation et notation des contraintes des soudures.*

19.1. Direction conventionnelle des contraintes.

19.11. La contrainte engendrée dans un cordon de soudure par un effort parallèle à sa direction est conventionnellement appelée parallèle. \*

Cette appellation est notée de deux traits parallèles inclinés disposés immédiatement à droite de la lettre notant la contrainte \*\*.

19.12. La contrainte engendrée dans un cordon de soudure par un effort perpendiculaire à sa direction est conventionnellement appelée perpendiculaire. \*

Cette appellation est notée de deux traits disposés en T renversé immédiatement à droite de la lettre notant la contrainte. \*\*

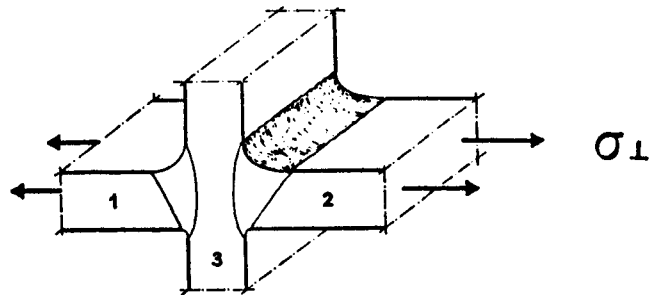
19.2. Soudure bout à bout.

19.21. Une soudure bout à bout (qui réunit deux éléments plats situés dans le prolongement l'un de l'autre) est dite soumise en un point à une contrainte normale parallèle, notée  $\sigma_{//}$ , si le champ de contraintes agissant sur le cordon et dans le voisinage du point considéré sur les éléments réunis par lui est un champ de traction ou de compression simple parallèle au cordon. \*

19.22. Un soudure bout à bout est dite soumise en un point à une contrainte normale perpendiculaire, notée  $\sigma_{\perp}$ , si le champ de contraintes agissant sur les éléments plats réunis par le cordon est au droit du point considéré et à quelque distance du cordon un champ de traction ou de compression simple parallèle aux éléments plats et normal au cordon. \*

19.221. \*

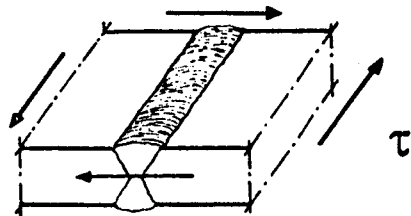
Figure.



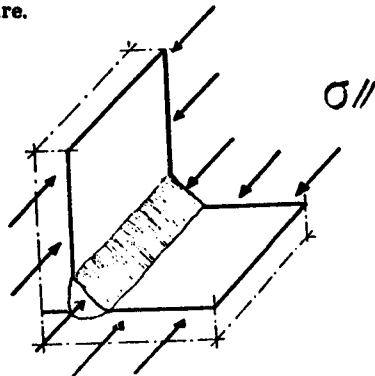
Quand la contrainte normale perpendiculaire est une contrainte de traction, il y a lieu de s'assurer à l'exécution par les moyens appropriés que l'élément n° 3, par l'intermédiaire duquel se fait l'assemblage des éléments plats n° 1 et 2, ne présente pas le défaut de doublage.

\* 19.23. La contrainte de cisaillement pourrait être notée indifféremment  $\tau//$  ou  $\tau_{\perp}$ .

Figure.



\* 19.31. Figure.



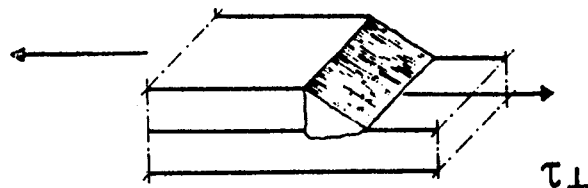
19.221. L'assemblage de deux éléments plats situés dans le prolongement l'un de l'autre par l'intermédiaire d'un troisième élément plat perpendiculaire aux premiers peut être regardé comme un groupe de soudures bout à bout soumises à des contraintes normales perpendiculaires,  $\sigma_{\perp}$ , si le champ de contraintes dans chacun des deux premiers éléments plats est, à quelque distance des cordons, un champ de traction ou de compression simple parallèle à ces éléments plats et normal aux cordons. \*

19.23. Une soudure bout à bout est dite soumise en un point à une contrainte de cisaillement, notée  $\tau$ , si le champ de contraintes agissant sur les éléments plats réunis par le cordon est au droit du point considéré et à quelque distance du cordon un champ de cisaillement simple. \*

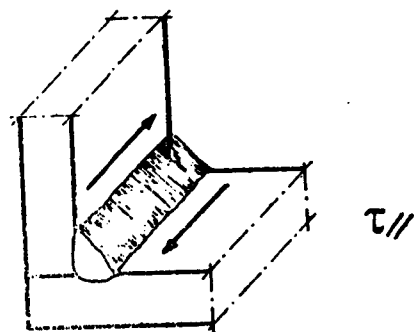
19.3. Soudures d'angle.

19.31. Une soudure d'angle (qui réunit deux surfaces du métal de base faisant entre elles un angle dièdre) est dite soumise à une contrainte normale parallèle, notée  $\sigma//$ , si le champ de contraintes agissant sur le cordon et dans son voisinage sur les éléments réunis par lui est un champ de traction ou de compression simple parallèle au cordon. \*

\* 19.32. Figure.



\* 19.33. Figure.



## Article 20.

20.1.

\* 20.131. Ces faces peuvent être celles de chanfreins.

19.32. Une soudure d'angle est dite soumise en un point à une contrainte de cisaillement perpendiculaire, notée  $\tau_{\perp}$ , si les résultantes des efforts agissant sur les deux faces du cordon en contact avec le métal de base sont, pour un élément de petite longueur du cordon comprenant le point considéré, deux forces normales au cordon, parallèles entre elles, d'égale intensité et de sens opposés. \*

19.33. Une soudure d'angle est dite soumise en un point à une contrainte de cisaillement parallèle, notée  $\tau_{//}$ , si les résultantes des efforts agissant sur les deux faces du cordon en contact avec le métal de base sont, pour un élément de petite longueur du cordon comprenant le point considéré, deux forces parallèles au cordon, d'égale intensité et de sens opposés. \*

## Article 20.

*Calcul des contraintes des soudures.*20.1. *Dimensions des soudures.*

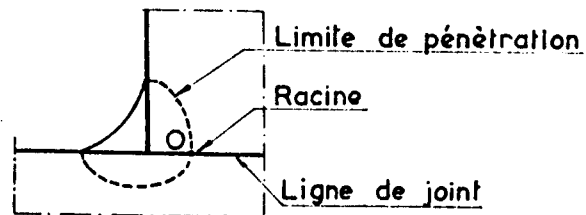
20.11. Pour le calcul de ses contraintes une soudure (ou cordon de soudure) est toujours caractérisée par son épaisseur théorique  $a$  et éventuellement par sa longueur théorique  $l$ .

20.12. L'épaisseur théorique d'une soudure bout à bout sera prise égale à l'épaisseur du plus mince des deux éléments plats assemblés.

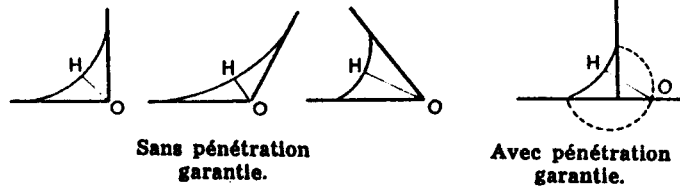
20.13. *Epaisseurs des soudures d'angle.*

20.131. La racine d'une soudure d'angle est conventionnellement, dans le cas de soudage par un procédé sans pénétration garantie, le sommet de l'angle dièdre formé par les faces des pièces destinées à être assemblées. \*

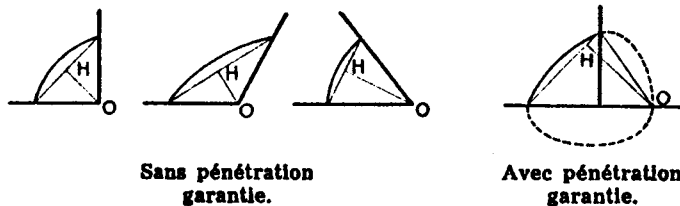
\*\* 20.131. Figure :



\* 20.132. Figures :  $\alpha = OH$ .



\* 20.133. Figures :  $\alpha = OH$ .



\* 20.14. De telles conditions d'exécution éliminant les cratères d'extrémités seront normalement prévues pour les soudures transversales bout à bout des semelles de poutres.

Dans le cas de soudage par un procédé à pénétration garantie, cette racine est le point de la ligne de joint que la pénétration atteint en toute certitude. \*\*

20.132. Lorsqu'un cordon est plat ou en congé, c'est-à-dire lorsque sa face libre est plane ou concave, l'épaisseur théorique du cordon est la longueur de la perpendiculaire abaissée, dans une section droite, de la racine au contour de la face libre. \*

20.133. Lorsqu'un cordon est bombé, c'est-à-dire lorsque sa face libre est convexe, l'épaisseur théorique du cordon est la longueur de la perpendiculaire abaissée dans une section droite de la racine à la corde du contour de la surface libre. \*

20.14. La longueur théorique d'un cordon sera prise égale à sa longueur réelle diminuée de deux fois son épaisseur théorique.

Si, cependant, les conditions d'exécution sont telles que les cratères d'extrémité éventuels soient certainement éliminés, la longueur théorique pourra être prise égale à la longueur réelle. \*

20.2. Contraintes des soudures.

20.21. Soudures bout à bout.

20.211. La contrainte normale parallèle,  $\sigma_{\parallel}$ , sera la contrainte qui s'exercerait dans les conditions indiquées à l'article 19.21 sur un plan normal à la direction de la soudure. Cette contrainte a même valeur dans le cordon de soudure et dans le métal de base.

2.212. La contrainte normale perpendiculaire,  $\sigma_{\perp}$ , d'une soudure sollicitée dans les conditions indiquées à l'article 19.22 sera prise égale à la résultante par unité de longueur de cordon des

\* 20.3. Cette prescription suppose que le cordon de soudure visé n'équilibre pas à lui seul, sans le secours d'autre élément structural, un moment fléchissant dont l'axe lui soit parallèle.

De telles sollicitations sont à éviter dans les constructions et, si cela ne se peut, à atténuer dans toute la mesure du possible.

#### Article 21.

##### Conditions de sécurité relatives aux soudures.

\* 21.1. Cette prescription implique que si les conditions d'exécution des soudures sur chantier ne peuvent être remplies, un autre mode d'assemblage doit être utilisé.

Compte tenu des sujétions qu'entraîne cette prescription on s'efforcera de réduire les longueurs de soudure à exécuter sur chantier.

Toute disposition doit être prise pour que les soudures soient exécutées dans les meilleures conditions.

Les soudures sont exécutées à l'abri des intempéries. Les dispositions pour s'en protéger doivent être soumises au visa du maître d'œuvre.

\* 21.2. Soudures bout à bout.

21.21. Soudures de l'acier A 42 S.

Il en résulte que les conditions de sécurité en cause sont satisfaites en même temps dans le métal de base et dans la soudure.

21.22. Soudures d'acier A 52 S.

contraintes s'exerçant sur un plan normal aux éléments plats assemblés, parallèle au cordon et le coupant, divisée par l'épaisseur théorique du cordon. C'est aussi la contrainte normale moyenne qui s'exerce dans l'élément plat le plus mince à peu de distance du cordon sur un plan parallèle au précédent.

20.213. La contrainte de cisaillement,  $\tau$  d'une soudure sollicitée dans les conditions indiquées à l'article 19.23 sera prise égale à la résultante par unité de longueur de cordon des contraintes s'exerçant sur un plan normal aux éléments plats assemblés, parallèle au cordon et le coupant, divisée par l'épaisseur théorique du cordon. C'est aussi la contrainte de cisaillement moyenne qui s'exerce dans l'élément plat le plus mince à peu de distance du cordon.

20.22. Soudures d'angle.

20.221. La contrainte normale parallèle,  $\sigma_n$ , sera la contrainte qui s'exercerait dans les conditions indiquées à l'article 19.31 sur un plan normal à la direction de la soudure, tant dans le cordon que dans le métal de base.

20.222. La contrainte de cisaillement perpendiculaire,  $\tau_{\perp}$ , ou parallèle,  $\tau_{\parallel}$ , d'une soudure sollicitée dans les conditions indiquées à l'article 19.32 ou 33 sera prise égale à l'effort transmis par unité de longueur de cordon divisé par l'épaisseur théorique du cordon.

3. Toute sollicitation de soudure sera considérée pour le calcul comme une superposition de contraintes des types définis à l'article 19. \*

Pour la contrainte de chaque type on calculera les contraintes correspondant aux sollicitations définies à l'article 6.

#### Article 21.

##### Conditions de sécurité relatives aux soudures.

21.1. Les soudures sur chantier sont considérées comme équivalentes aux soudures en atelier. \*

21.2. Soudures bout à bout.

21.21. Soudures de l'acier A 42 S.

Des justifications particulières ne sont pas nécessaires pour les soudures bout à bout de l'acier A 42 S pourvu que les conditions de sécurité définies à l'article 11 soient satisfaites pour le métal de base. \*

21.22. Soudures d'acier A 52 S.

\* Les coefficients de majoration visés peuvent ne pas être suffisants dans les cas visés à l'article 5.2.

### 21.3. Soudures d'angle.

\* 21.31. Les essais effectués à ce jour n'ont pas permis de mettre en évidence l'influence de la contrainte  $\sigma_{\parallel}$  sur la résistance d'une soudure d'angle.

\* 21.322. Les cordons d'assemblage des âmes plus souples que les assemblages des membrures sont, de ce fait, au moins partiellement soustraits aux effets du moment fléchissant éventuel dans la poutre. De plus, une déformation plastique limitée de ces cordons d'âme, dans le sens perpendiculaire, ne change guère leur résistance dans le sens parallèle. Tout cela autorise à ne les calculer que sous l'effet de l'effort tranchant.

Dans ces conditions, les assemblages des membrures doivent naturellement équilibrer la totalité du moment fléchissant.

21.221. Les conditions de sécurité demeurent celles qui sont énoncées au paragraphe 2.1, si les contraintes ne sont pas susceptibles de changer de sens en service.

21.222. Si une ou des contraintes normales ou tangentielles sont susceptibles de changer de sens en service, il leur sera substitué une ou des contraintes majorées.

Ces dernières devront satisfaire aux conditions de sécurité énoncées à l'article 11 pour le métal de base; soient  $\sigma$  ou  $\tau$  la valeur absolue la plus défavorable d'une contrainte; soient  $\sigma'$  ou  $\tau'$  la valeur absolue de la valeur extrême de signe contraire de la même contrainte.

Le coefficient de majoration de la contrainte \*, c'est-à-dire le nombre par lequel il conviendra de la multiplier pour obtenir la contrainte majorée, sera égal à :

$$1 + 0,5 \frac{\sigma'}{\sigma} \text{ ou } 1 + 0,5 \frac{\tau'}{\tau}$$

Dans le cas d'un paquet de semelles, les contraintes normales ou tangentielles ne sont pas remplacées par des contraintes majorées pourvu que d'une semelle à l'autre les soudures soient suffisamment décalées.

### 21.3. Soudures d'angle.

21.31. La contrainte normale parallèle  $\sigma_{\parallel}$ , éventuelle ne sera pas prise en compte dans les justifications relatives à une soudure d'angle. \*

### 21.32. Soudures de l'acier A 42 S.

21.321. Les contraintes parallèle et perpendiculaire doivent être au plus égales aux limites suivantes :

$$\begin{aligned} \tau_{\parallel} &: 0,45 \sigma_e \\ \tau_{\perp} &: 0,50 \sigma_e \end{aligned}$$

21.322. Si une soudure est sollicitée au cisaillement à la fois dans les deux sens les contraintes parallèle et perpendiculaire doivent satisfaire à la relation suivante :

$$\left( \frac{\tau_{\parallel}}{0,45 \sigma_e} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{\perp}}{0,5 \sigma_e} \right)^2 \leq 1$$

Toutefois, on ne prendra pas en compte la contrainte de cisaillement perpendiculaire des cordons d'assemblage de l'âme d'une poutre fléchie sur une pièce normale à cette âme, dans le cas où ces cordons seraient exécutés par un procédé de soudage sans pénétration, l'âme n'étant pas chanfreinée, et où les assemblages des membrures, s'il en était, ne comporteraient pas exclusivement des soudures soumises à une sollicitation de cisaillement perpendiculaire. \*

### 21.33. Soudure de l'acier A 52 S.

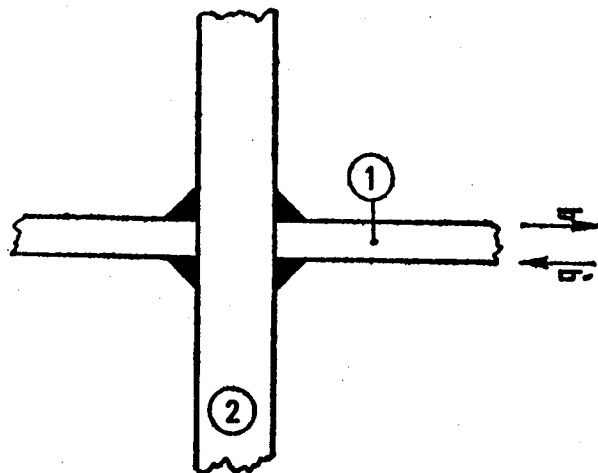
21.331. Les conditions de sécurité demeurent celles qui sont énoncées aux paragraphes 21.321 et 21.322 si les contraintes ne sont pas susceptibles de changer de sens en service.



\* 31.332. Les coefficients de majoration visés peuvent ne pas être suffisants dans les cas visés à l'article 5.2.

Les majorations ne sont pas applicables aux cordons d'angle des paquets de semelles.

\* 21.333.



Le coefficient de majoration  $1 + 0,5 \frac{\sigma'}{\sigma}$  ou  $1 + 0,5 \frac{\tau'}{\tau}$  est applicable aux contraintes de traction ou de compression ou de cisaillement s'exerçant dans la pièce ① mais non dans la pièce ②.

Une des conséquences de cette prescription est qu'il n'y a pas intérêt à recourir à des cordons d'épaisseur disproportionnée avec celle des pièces assemblées.

#### CHAPITRE VI

##### Boulons à haute résistance.

#### Article 22.

##### Domaine d'application.

\* Le présent chapitre traite uniquement des dispositions particulières à la conception et au calcul de ces pièces.

Les boulons à haute résistance eux-mêmes sont décrits par le titre IV, chapitre II, du fascicule n° 4 du C.P.C. et l'exécution des assemblages par le fascicule n° 66.

21.332. Il sera substitué des contraintes majorées \* aux contraintes susceptibles de changer de sens en service. Les contraintes majorées devront satisfaire aux conditions de sécurité énoncées en 21.32 et 21.322.

Les symboles ( $\tau_{//}$  et  $\tau'_{//}$ ) et ( $\tau_{\perp}$  et  $\tau'_{\perp}$ ) gardant la même définition qu'en 21.222, le coefficient de majoration (au sens précisé en 21.222) sera égal à :

$$1 + 0,5 \frac{\tau'_{//}}{\tau_{//}} \text{ ou } 1 + 0,5 \frac{\tau'_{\perp}}{\tau_{\perp}}$$

pour les deux contraintes de cisaillement parallèle et perpendiculaire. \*

21.333. En cas de changement du sens des contraintes dans le métal de base de la pièce dont on transmet les efforts au voisinage immédiat d'une soudure d'angle, les contraintes de ce métal seront multipliées par les coefficients de majoration définis en 21.222 et ces contraintes majorées devront satisfaire aux conditions de sécurité de l'article 11.

#### CHAPITRE VI

##### Boulons à haute résistance.

#### Article 22.

##### Domaine d'application.

Le présent chapitre traite des dispositions particulières aux pièces dont les assemblages mettent en œuvre des boulons à haute résistance, exerçant sur les pièces assemblées un effort de serrage minimal, dit effort de précontrainte. \*

## Article 23.

*Effort de précontrainte.*

\* Dans le cas de boulons serrés initialement à la limite d'élasticité,  $E$ , de la vis, on peut admettre que la contrainte dans celle-ci, toutes pertes effectuées,  $\sigma'_s$ , est égale aux 8/10 de cette limite d'élasticité, si l'application des pièces les unes sur les autres est conforme aux prescriptions du chapitre III du fascicule n° 66 (§ 13.3):

$$\sigma'_s = 0,8 E.$$

\*\* Actuellement norme NF E 03-014.

Les valeurs des sections résistantes pour les vis des boulons de 16 mm à 27 mm de diamètre, les plus couramment utilisées, sont indiquées au commentaire de l'article 38.11 du chapitre II du titre IV du fascicule n° 4.

## Article 24.

*Conditions de sécurité.*

24.1. Assemblages soumis à des efforts perpendiculaires à la force de précontrainte.

24.11. Conditions de sécurité relatives aux boulons.

\* Il s'agit d'une justification des conditions de service, et non d'une vérification de la sécurité à la rupture, qui est supérieure;

\*\* Qui constitue en fait une vérification complémentaire de sécurité, la pression diamétrale n'entrant en jeu qu'après un glissement éventuel.

24.111. Vérification de la sécurité au glissement.

24.111.1. Principe de calcul. — \* Au cas où l'effort  $F$  est inférieur au produit,  $F'$ , de la section brute de l'élément considéré par la contrainte maximale admissible correspondant à la sollicitation à laquelle il est soumis, il est de bonne construction, comme en construction rivée, de calculer, autant que possible, les assemblages pour l'effort  $F'$ .

## Article 23.

*Effort de précontrainte.*

L'effort de précontrainte,  $N_p$ , d'un boulon est, par définition, égal au produit de la section résistante de la vis par la contrainte qui existe dans celle-ci, toutes pertes effectuées. \*

La section résistante  $\Omega$  est celle d'un cercle de diamètre égal à la moyenne du diamètre sur flanc  $d_2$  et du diamètre du noyau de la vis  $d_3$ , dont les valeurs sont données par la norme « Filetages métriques à filets triangulaires. Filetages pour boulonnerie. Tableau d'ensemble ». \*\*

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

## Article 24.

*Conditions de sécurité.*

On considère successivement deux types d'assemblages :

- les assemblages soumis exclusivement à des efforts perpendiculaires à la force de précontrainte des boulons, et donc parallèles aux plans de contact des pièces assemblées ;
- les assemblages soumis en outre à des efforts parallèles à la force de précontrainte des boulons.

Pour chaque assemblage, on procède aux vérifications suivantes :

- conditions de sécurité relative aux boulons ;
- conditions de sécurité relative aux corps des pièces.

24.1. Assemblages soumis à des efforts perpendiculaires à la force de précontrainte des boulons.

24.11. Conditions de sécurité relatives aux boulons.

On procède à deux vérifications :

- une vérification de la sécurité au glissement ; \*
- une vérification de la pression diamétrale. \*\*

24.111. Vérification de la sécurité au glissement.

24.111.1. Principe du calcul.

L'effort de glissement maximal auquel est soumis l'assemblage, doit être inférieur à l'effort résistant admissible de celui-ci. \*

\* 24.1112. Si  $\Omega$  est la section résistante de la vis du boulon considéré, et  $E$  la limite d'élasticité de celle-ci; on aura donc, dans le cas d'un boulon serré initialement à une contrainte égale à  $E$ , et si l'application des pièces les unes sur les autres est conforme aux prescriptions du chapitre III du fascicule n° 66 (§ 13.3) :

$$f_r = \frac{3}{4} \varphi \times (0,8 E \Omega)$$

soit

$$f_r = 0,6 \varphi E \Omega$$

\*\* Le coefficient  $\varphi$  dépend du traitement de ces surfaces; dans les avant-projets,  $\varphi$  peut être pris égal à 0,30, dans le cas de surfaces brossées à la brosse métallique, et à 0,45 dans le cas de surfaces traitées par jet de sable ou par grenailage.

Ces valeurs sont indépendantes de la nature des aciers assemblés.

D'autres valeurs pourront être admises, sur le vu de justifications expérimentales probantes.

#### 24.112

\* La contrainte maximale considérée en valeur absolue est désignée par  $\sigma$ , et, s'il peut se produire des renversements du sens des efforts, la contrainte de sens contraire, également considérée en valeur absolue, est désignée par  $\sigma'$ . S'il n'y a pas de renversement du sens des efforts totaux, on prend  $\sigma' = 0$ .

\*\* Avec les coefficients  $\varphi = 0,30$  et  $\varphi = 0,45$ , on obtient respectivement :

$$\sigma \left( 1 + 0,3 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq 44,9 \text{ hectobars,}$$

$$\sigma \left( 1 + 0,3 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq 57,1 \text{ hectobars.}$$

\*\*\* Avec les coefficients  $\varphi = 0,30$  et  $\varphi = 0,45$ , on obtient respectivement :

$$\sigma \left( 1 + 0,9 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq 48,0 \text{ hectobars,}$$

$$\sigma \left( 1 + 0,9 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq 85,5 \text{ hectobars.}$$

\* 24.2. Ces efforts sont donc perpendiculaires au plan de contact théorique des pièces assemblées.

Les assemblages doivent être étudiés pour éviter, autant que possible, l'intervention d'efforts perpendiculaires au plan de contact des pièces assemblées, tout particulièrement dans le cas où cette intervention s'accompagnerait de l'action concomitante d'un effort de cisaillement.

#### 24.1112. Calcul de l'effort résistant admissible.

L'effort résistant admissible au glissement de l'assemblage,  $F_r$ , sera pris égal à la somme des efforts résistants admissibles au glissement des boulons de celui-ci.

L'effort résistant admissible au glissement d'un boulon,  $f_r$ , sera pris égal, par plan de frottement, à :

$$f_r = \frac{3}{4} \varphi P_v *$$

formule dans laquelle  $\varphi$  est le coefficient de frottement des surfaces en contact. \*\*

#### 24.1113. Vérification à effectuer.

L'inégalité suivante devra être vérifiée :

$$F \leq F_r = \Sigma f_r$$

#### 24.112. Vérification de la pression diamétrale.

La pression diamétrale doit être vérifiée.

Si  $\sigma$  et  $\sigma'$  sont les pressions diamétrales définies par l'article 17 (§ 1), les conditions de sécurité sont les suivantes : \*

— pour les assemblages des pièces en acier A 42 :

$$\sigma \left( 1 + 0,3 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq \frac{31,4}{1 - \varphi} \text{ hectobar **}$$

— pour les assemblages des pièces en acier A 52 :

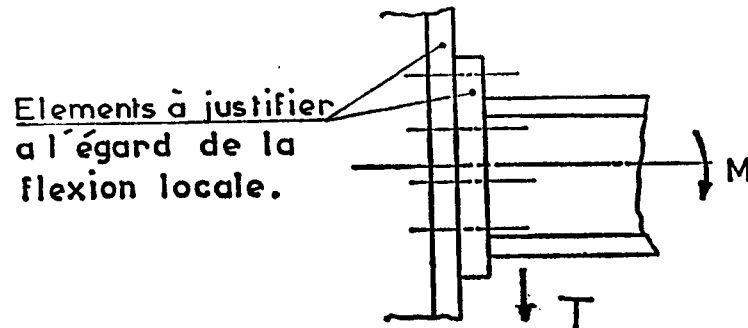
$$\sigma \left( 1 + 0,9 \frac{\sigma'}{\sigma} \right) \leq \frac{47}{1 - \varphi} \text{ hectobar ***}$$

#### 24.12. Conditions de sécurité relative au corps des pièces.

Les contraintes devront satisfaire aux conditions prescrites par l'article 11.

24.2. Assemblages soumis à des efforts parallèles à la force de précontrainte des boulons. \*

\* 24.22. Cette vérification conduit, en général, à une forte augmentation de la section de ces éléments.



## CHAPITRE VII

## Conditions particulières.

## Article 25.

*Atténuation ou aggravation des conditions d'équilibre statique, de résistance et de stabilité élastique.*

\* La stricte application d'une règle uniforme à tous les éléments d'une construction sans exception aucune ne serait pas à l'abri de toute critique.

\*\* Il est recommandé de prévoir, sauf impossibilité ou grosse difficulté, les attaches de toute pièce surabondante non pas en raison de l'effort maximal calculé mais en raison de l'effort maximal que la pièce serait susceptible d'équilibrer eu égard à sa section.

24.21. Conditions de sécurité relatives aux boulons.

24.211. L'effort de traction maximal,  $N$  auquel est soumis un boulon, est limité au 7/10 de l'effort de précontrainte de celui-ci :

$$N \leq 0,7 N_v$$

32.212. Lorsque l'assemblage est également sollicité par un effort de cisaillement, l'effort résistant admissible au glissement d'un boulon,  $f_r$ , est pris égal, par plan de frottement à :

$$f_r = \frac{3}{4} \varphi (N_v - N')$$

où  $\varphi$  et  $N$  ont les mêmes significations qu'en 24.111 et  $N$  est l'effort de traction pondéré maximal auquel est soumis le boulon considéré.

24.22. Conditions de sécurité relatives aux corps des pièces.  
Les contraintes devront satisfaire aux conditions prescrites par l'article 11.

Il y a lieu également de vérifier la flexion locale des éléments perpendiculaires à la direction de l'effort. \*

## CHAPITRE VII

## Conditions particulières.

## Article 25.

*Atténuation ou aggravation des conditions d'équilibre statique, de résistance et de stabilité élastique. \**

On pourra se tenir au-dessous des limites de sécurité réglementaires pour certaines pièces de la construction et on devra être d'autant plus prudent qu'il s'agira de pièces plus essentielles pour la sécurité, ou de pièces dont le calcul manque de précision. \*\*

Inversement, on pourra envisager des dépassements des limites de sécurité réglementaires dans des cas exceptionnels, à condition de fournir à cet égard des justifications détaillées.

\*\*\* On peut, comme il est d'usage, admettre une pression du vent égale à 150 kg/m<sup>2</sup> pendant les opérations de montage.

Il est recommandé de ne pas dépasser pour les contraintes effectives les valeurs maximales indiquées aux articles précédents pour les contraintes.

La précision apportée à la détermination des efforts doit être évidemment d'autant plus grande que les contraintes admises sont plus élevées.

#### Article 26.

##### *Dalles orthotropes.*

\* La dalle orthotrope est une tôle raidie dans un sens par des nervures. Elle présente une inertie de flexion plus grande dans la direction des nervures que dans la direction perpendiculaire.

La dalle orthotrope joue le rôle de membrure supérieure des poutres principales, de membrure des pièces de pont et de surface de roulement.

\*\* Les contraintes de flexion générale peuvent être dues à l'application des systèmes de surcharges A ou B définies par le titre II du fascicule 61.

L'utilisation d'une méthode de calcul élaboré doit recevoir l'accord préalable du maître d'œuvre.

A défaut de calculs très élaborés, la méthode simplifiée suivante peut être appliquée :

Cette méthode n'est applicable que dans le cas d'une tôle de roulement dont l'épaisseur minimale est de 14 mm avec des nervures ouvertes espacées entre axes de l'ordre de 30 cm ou de 12 mm avec des nervures fermées espacées entre axes de l'ordre de 60 cm.

Toutefois, les épaisseurs minimales peuvent être abaissées de 2 mm dans les ouvrages à caractère temporaire ou dans les ouvrages secondaires peu circulés.

Les contraintes dues à la flexion locale de la tôle de roulement ne sont pas prises en considération.

Les contraintes  $\sigma_1$  dues à la flexion locale des nervures supposées sur appuis rigides, calculés avec une largeur participante de tôle correspondant à l'entraxe des nervures, doivent satisfaire aux prescriptions de l'article 11.

Les contraintes  $\sigma_2$  dues à la flexion générale des poutres principales doivent satisfaire aux prescriptions de l'article 11.

La contrainte résultante  $\sigma_1 + \sigma_2$  à la base de la nervure ou dans la tôle doit rester inférieure à  $\sigma_e$ .

Les pièces de pont sont justifiées comme appuis élastiques des nervures.

Aucune limite de sécurité n'est imposée pour les opérations de montage et de mise en place des ponts (art. 7). Il appartiendra aux ingénieurs et aux constructeurs de formuler des propositions à cet égard. \*\*\*

#### Article 26.

##### *Dalles orthotropes.*

Les justifications concernant les dalles orthotropes \* sont les suivantes :

- les contraintes dues à la flexion locale de la tôle de roulement sous l'action du système de surcharges B doivent satisfaire à l'article 11.
- les contraintes dues à la flexion générale des poutres principales doivent satisfaire à l'article 11.
- les contraintes dues à la flexion locale des nervures sous l'action du système de surcharges B doivent satisfaire à l'article 11.
- le cumul en un point de ces contraintes doit rester inférieur à  $\sigma_e$  et le cumul en un point des contraintes de cisaillement doit rester inférieur à  $\frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$ . \*\*

La largeur participante ( $b_o$ ) de tôle à affecter aux pièces de pont étant égale à :

$$\frac{b_o}{b} = 1,2 - 0,9 \left(\frac{b}{l}\right) \text{ avec } \frac{b_o}{b} \geq 0,3$$

$b$  étant l'entraxe des pièces de pont ;

$l$  étant l'écartement entre axes des poutres principales.

Il est rappelé que les épaisseurs minimales de la tôle de roulement sont en outre nécessaires pour la bonne tenue du revêtement.

#### Article 27.

##### *Qualité des matériaux.*

\* Il en sera notamment ainsi pour la mise en œuvre d'aciers forgés, d'aciers moulés à grande résistance, de câbles en fils d'acier, de chaînes, etc.

Les ingénieurs devront préalablement formuler, en ce qui touche les conditions d'emploi et les limites de sécurité à admettre, des propositions sur lesquelles l'Administration statuera.

En général, la justification des limites de sécurité proposées consistera dans l'énonciation des conditions prescrites par le cahier des prescriptions spéciales en ce qui touche la limite d'élasticité, la limite de rupture, l'allongement de rupture et, le cas échéant, la fragilité, ainsi que dans celle des rapports de ces contraintes limites à la limite d'élasticité. En général, ces rapports devront être inférieurs ou au plus égaux à ceux qui sont fixés par les présentes prescriptions pour les aciers laminés de construction. Il est indiqué en outre que pour les éléments, tels que les câbles dont le degré de sécurité qu'ils offrent dépend de la limite de rupture, la limite de sécurité proposée ne devra pas dépasser la moitié de la limite de rupture. Il est des cas, tels que celui des suspentes de ponts suspendus, où la limite de sécurité devra être moins élevée, de l'ordre du quart, ou tout au plus du tiers, de la limite de rupture.

#### Article 28.

##### *Pièces spéciales.*

\* Il a été jugé impossible de formuler aucune règle précise pour les pièces spéciales en raison de la variété de leurs formes et de la diversité des conditions de leur emploi. Elles sont d'ailleurs le plus souvent fabriquées avec des métaux présentant des qualités particulières (art. 27).

L'attention est appelée sur ce fait que les limites de sécurité énoncées dans les articles précédents ne sont pas applicables de plano à ces pièces.

#### Article 27.

##### *Qualité des matériaux.*

Les qualités des métaux, aciers laminés pour construction métallique, aciers moulés, aciers pour rivets, visés par les articles précédents sont celles qui sont définies et prescrites par le cahier des prescriptions communes pour la construction des ponts.

Dans le cas d'emploi dans la construction d'un ouvrage de métaux autres que les précédents, les conditions d'emploi de ces métaux et les limites de sécurité à admettre devront être précisées au cahier des prescriptions spéciales. \*

L'emploi de matériaux fragiles et, en particulier, de la fonte ordinaire est prohibé.

#### Article 28.

##### *Pièces spéciales.*

En dehors des éléments de la charpente métallique, particulièrement visés par les articles 11 à 24 les ponts comportent souvent des pièces spéciales : articulations, galets, rotules, sabots, balanciers, ancrages, organes de mécanismes, etc. Les dimensions à attribuer à ces pièces en raison des efforts à leur faire supporter seront arrêtées suivant les règles de l'art. \*

Toutes les fois qu'elles seront exposées à l'usure par frottement ou friction, il en sera tenu compte dans la détermination des épaisseurs ; des clauses particulières seront insérées s'il y a lieu dans le cahier des prescriptions spéciales, en ce qui touche la dureté du métal des surfaces frottantes, et le dressage plus ou moins parfait de ces surfaces.

## CHAPITRE VIII

## Dispositions constructives.

## Article 29.

*Conservation et entretien.*

\* 29.1. L'expression « face protégée » s'applique à la surface intérieure des pièces creuses entièrement fermées où le renouvellement de l'air est impossible, et aux surfaces de métal recouvertes de béton armé et solidarisées avec lui.

\* 29.3. Il est difficile d'éviter la rouille suivant les lignes de contact en cause. Si une telle ligne suit le bord d'une semelle de membrure de poutre, cette rouille ne réduira pas sensiblement la section de la membrure. Mais, si une telle ligne est disposée à la surface de l'âme d'une poutre à âme pleine, la rouille le long de cette ligne, si elle survient, affectera la résistance de l'âme en réduisant son épaisseur suivant un tracé continu.

\* 29.4. Ces prescriptions s'appliquent à la fois à la disposition des pièces métalliques et aux installations spéciales destinées à donner un accès facile aux différentes parties de la construction. On devra chercher à rendre les principales pièces accessibles sans échafaudages spéciaux, et sans qu'il soit nécessaire de circuler le long des poutres dans des conditions dangereuses.

## CHAPITRE VIII

## Dispositions constructives.

## Article 29.

*Conservation et entretien.*

29.1. Dans les ponts, portes d'écluses et d'une façon générale dans tous les ouvrages particulièrement exposés à la corrosion, l'épaisseur du métal sera, sauf pour les fourrures, d'au moins 8 mm pour toutes les pièces de l'ossature dont aucune face n'est protégée et 6 mm pour les pièces dont une face est protégée. \*

L'épaisseur minimale pourra être réduite à 5 mm pour les trappes et passerelles de visite.

29.2. Les éléments métalliques devront être accessibles pour la visite, le nettoyage, la peinture et la réparation.

Les espaces vides étroits entre faces de pièces en regard seront rigoureusement proscrits.

Les poches et dépressions seront évitées autant que possible. Celles qui ne pourront l'être seront pourvues de trous pour l'écoulement des eaux ou remplies d'un mélange de mastic d'asphalte et de bitume.

29.3. Les lignes de contact mutuel du métal, du béton armé et de l'air seront disposées de manière que la corrosion du métal suivant ces lignes n'ait pas de conséquences graves pour la sécurité. \*

29.4. On s'attachera à rendre faciles la visite, la peinture et la réparation des parties métalliques et on fera connaître, s'il y a lieu, dans les mémoires à l'appui des projets, les mesures prises à cet effet. \*

## Article 30.

*Nature des laminés utilisés.*

Les âmes des poutres à âme pleine, poutres principales, pièces de pont ou entretoises, et longerons ainsi que leurs couvre-joints, tous les goussets, et en général tous les éléments plats dans lesquels des tractions notables peuvent s'exercer qui ne soient pas parallèles au sens du laminage seront exécutés en tôles à l'exclusion des larges-plats.

## Article 31.

*Construction rivée.*

\* Cette prescription conduit à écarter l'emploi des profils UPN et IPN dont les faces opposées des ailes ne sont pas parallèles, si des rivets doivent être posés sur ces ailes.

\*\* Si l'effort transmis par le rivet est dirigé vers le bord de la pièce, il convient de s'efforcer de prendre  $2,5 d$ . S'il s'agit d'un bord parallèle à l'effort, il convient de s'efforcer de prendre  $2 d$ .

## Article 32.

*Construction soudée.*

## 32.1.

\* En cours de fabrication, cette longueur minimum peut être insuffisante compte tenu des efforts apportés par les pièces pendant les manutentions.

## Article 31.

*Construction rivée.*

Les axes des trous pour rivets et des corps des rivets doivent être normaux aux faces des pièces sur lesquelles prennent appui leurs têtes\*.

La distance entre axes de deux rivets voisins doit être comprise entre  $3 d$  et  $5 d$ ,  $d$  désignant le diamètre du rivet terminé. Cette distance peut être portée à  $10 d$  dans les files intérieures de rivets qui ne sont pas les plus voisines d'un bord de pièce non recouvert par une autre pièce, sans pouvoir dépasser cependant 12 fois l'épaisseur de la plus mince des pièces assemblées.

La distance de l'axe d'un rivet au bord de toute pièce assemblée doit être comprise entre  $2 d$  et  $2,5 d$ . S'il s'agit d'un bord parallèle à l'effort, la distance de l'axe du rivet au bord peut être exceptionnellement réduite à  $1,5$ . \*\*

## Article 32.

*Construction soudée.*

32.1. L'épaisseur minimale théorique des cordons d'angle est déterminée par le calcul compte tenu des exigences du programme détaillé de soudage prévu au fascicule 66.

Il est interdit d'employer des cordons d'angle dont l'épaisseur théorique soit inférieure à 4 mm pour la construction en acier A 42 S et à 5 mm pour la construction en acier A 52 S sauf dans le cas de tôles d'épaisseurs voisines des épaisseurs minimales définies à l'article 29,1.

La longueur théorique minimale de tout cordon de soudure doit être au moins égale à :

- 60 mm pour l'acier A 42 S ;
- 100 mm pour l'acier A 52 S. \*

32.2. Les soudures dont la difficulté d'exécution pourrait compromettre la qualité seront prosrites.

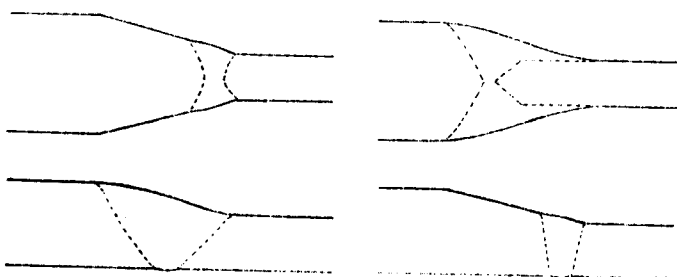
Dans les calculs de résistance les trous réservés pour les boulons de montage seront déduits.

32.3. On apportera la plus grande attention à épurer le tracé des pièces dans les parties susceptibles d'être tendues en n'y admettant que des changements progressifs de sections et en y éliminant les dispositions qui pourraient former entaille et autant que possible les accumulations de soudure.

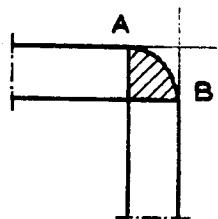
On se montrera particulièrement exigeant dans ce sens lorsque les efforts pourront varier dans de larges limites. De même lorsque la construction sera prévue en acier à haute limite d'élasticité.



\* 32.32. Figures.



\* 32.33. Exception pourra être faite pour le cordon d'angle extérieur représenté en coupe transversale à la figure. Il suffit qu'en A et en B la surface extérieure de l'assemblage ne présente pas d'angles rentrants.



32.31. Les soudures bout à bout de deux éléments de même épaisseur soumises à une sollicitation de traction perpendiculaire auront leur surépaisseur arasée si la variation de leur contrainte  $\sigma$  peut atteindre les  $3/4$  de la limite admissible dans une construction en acier A 42 S et la moitié de cette limite dans une construction en acier A 52 S.

Les stries de meulage ou d'usinage seront orientées dans la direction de l'effort de traction dominant.

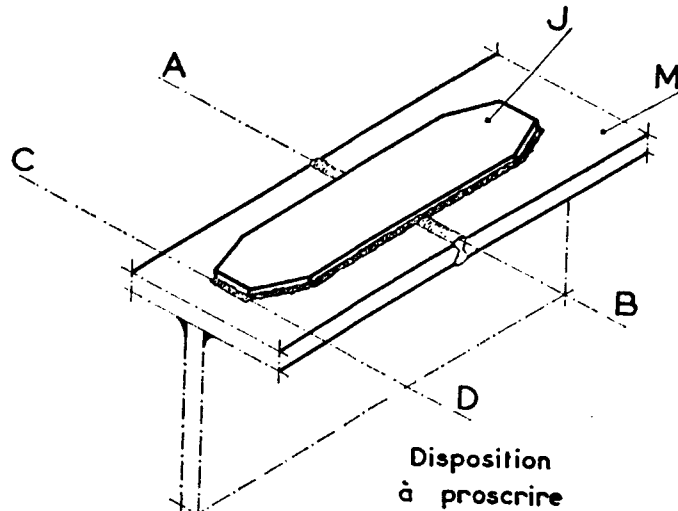
L'orientation de ces stries sera la même dans une soudure qui serait arasée pour des raisons constructives, pour être recouverte par une autre pièce par exemple.

32.32. Si une soudure bout à bout unit deux éléments plats d'épaisseur différentes et subit une sollicitation de traction perpendiculaire, telle que la contrainte pondérée,  $\sigma$ , correspondante soit au moins égale à la moitié de sa limite admissible, le changement d'épaisseur au droit de la soudure doit s'effectuer progressivement sans angle dièdre rentrant, la pente moyenne des surfaces de raccordement sur les faces des pièces assemblées étant au plus égale à un quart. Ce résultat sera obtenu en donnant une forme adéquate au dépôt de métal fondu et en débardant si nécessaire la pièce la plus épaisse. \*

Si en sus la variation de  $\sigma$  atteint les valeurs indiquées en 3.1 le raccordement d'épaisseur sera usiné ou meulé, les stries d'usinage ou de meulage étant orientées dans la direction de l'effort de traction dominant.

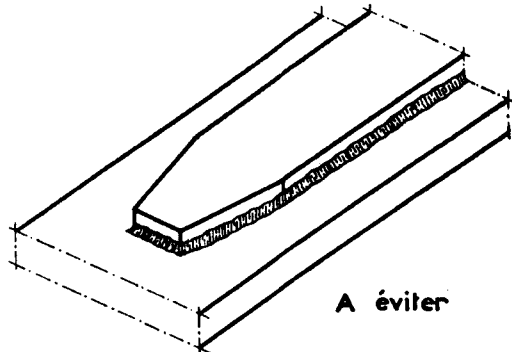
32.33. Pour les soudures d'angle les cordons bombés ne seront admis que s'ils sont faiblement bombés et que si la variation de l'une quelconque des contraintes de cisaillement ne dépasse pas la moitié de sa limite admissible. Dans les autres cas les cordons seront plats ou concaves. \*

\* 32.34. La figure illustre le texte dans le cas d'une membrure M dont on a cherché à renforcer la soudure AB par le couvre-joint J.



Une telle disposition réduit la résistance de la membrure à la fatigue par rapport à l'emploi de la simple soudure AB. L'attention est attirée sur ce que les dispositions de l'article 21.333 ôtent tout bénéfice apparent de calcul à l'emploi d'un couvre-joint, puisque dans la section CD les contraintes de la membrure doivent être majorées en raison de leur changement de sens et que de ce fait la sollicitation totale admissible dans la membrure n'est pas supérieure à celle que permettrait la seule soudure AB.

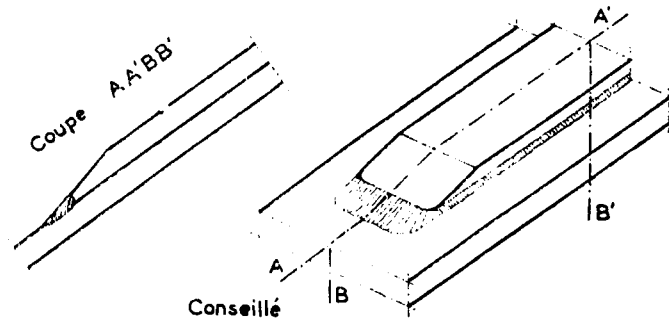
\* 32.35. On évitera de réduire la largeur de la semelle additionnelle pour la terminer, sans l'amincir, en éperon polygonal (figure).



On pourra amincir au contraire cette semelle par un chanfrein à pente douce. La surface du cordon de front sera alors disposée dans le prolongement de celle du chanfrein, la section du cordon recevant une forme allongée. Dans ce cas on arrondira les angles de la semelle de manière à permettre le raccordement des cordons latéraux et du cordon de front sans discontinuité de soudure (figure).

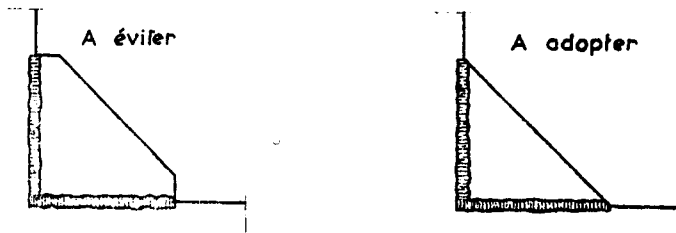
32.34. On n'emploiera pas de couvre-joints pour pallier l'insuffisance réglementaire (de par l'article 21.222) de résistance d'une soudure bout à bout sollicitée perpendiculairement par un effort susceptible de changer de sens dans une construction en acier à haute limite d'élasticité. \*

32.35. L'extrémité d'une semelle additionnelle d'une membrure tendue sera raccordée progressivement à cette membrure si la variation de la contrainte dans cette membrure peut être supérieure au deux tiers de sa limite admissible pour une construction en acier A 42 S et à la moitié de cette limite pour une construction en acier A 52 S.

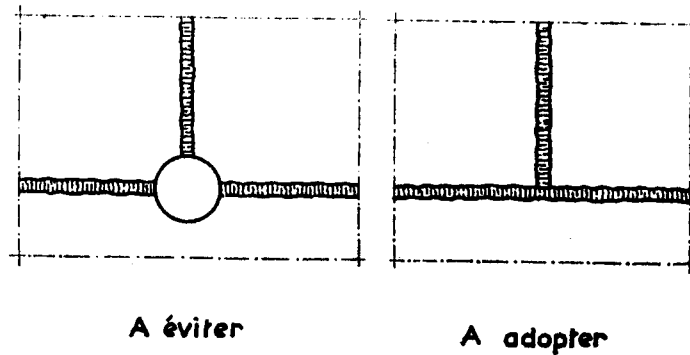


On pourra aussi réaliser un raccordement progressif analogue dans ses formes au précédent au moyen d'un cordon de soudure de longueur et de section appropriées, ou recourir à une solution intermédiaire.

\* 32.36. Figures.



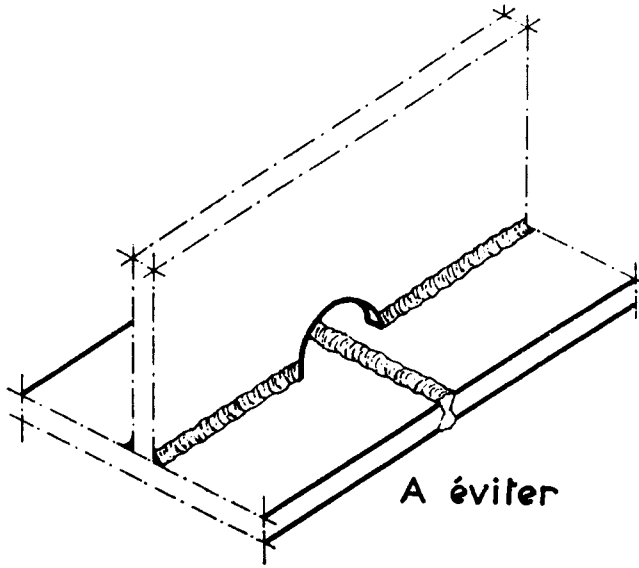
\* 32.37. De telles circonstances peuvent se rencontrer dans l'âme d'une poutre fléchie (figures),



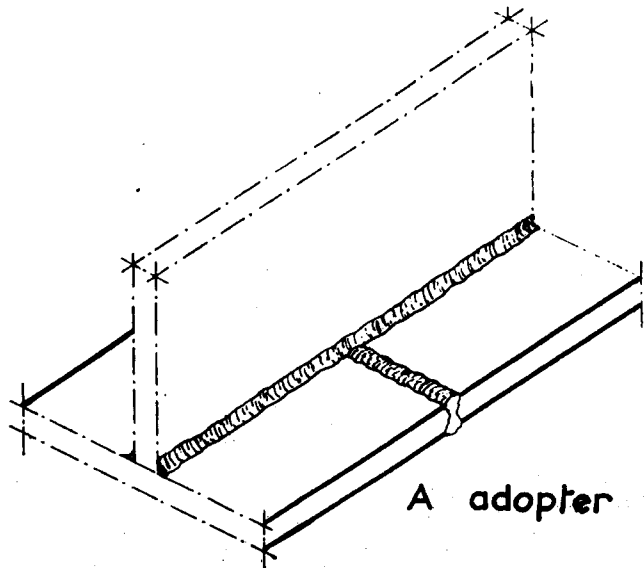
32.36. On évitera d'abattre les angles des goussets tendus. \*

32.37. On préférera un croisement de soudures au trou qu'il serait nécessaire de faire pour l'éviter si les bords de ce trou peuvent être sollicités soit à la traction, soit au cisaillement. \*

ou à la jonction de l'âme et de la semelle tendue d'une poutre fléchie (figures).

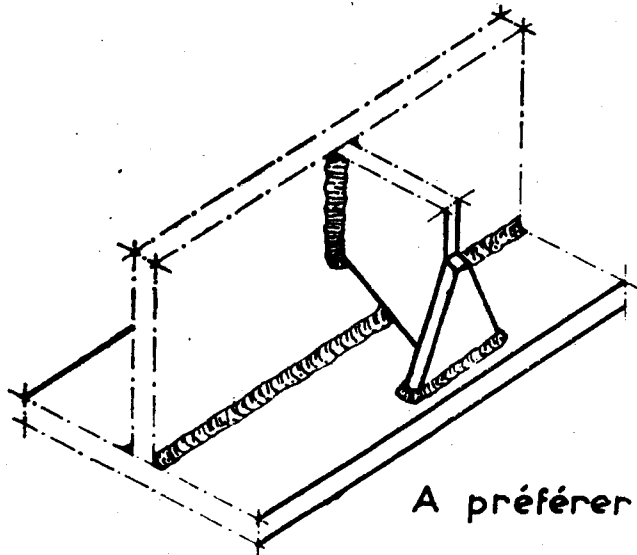
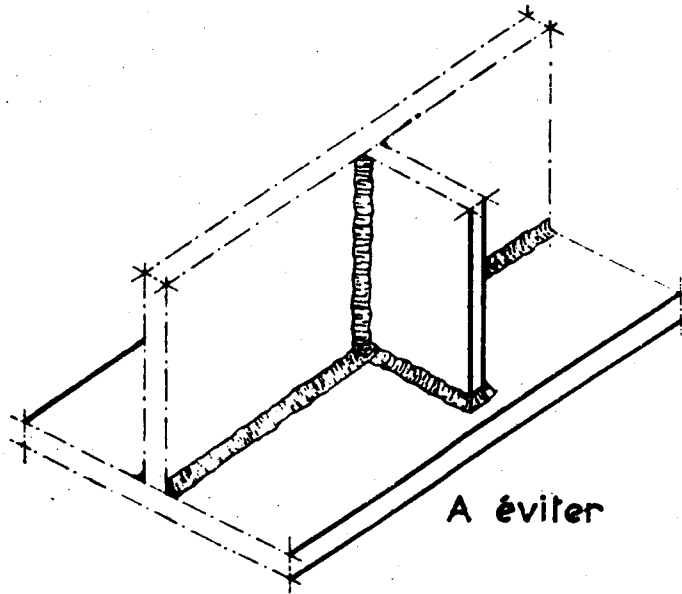


A éviter



A adopter

\* 32.38. Auprès de l'attache de l'âme et de la membrure tendue d'une poutre on sera amené à échancre les raidisseurs transversaux de l'âme ou l'âme d'une autre poutre s'attachant sur la première. Figures relatives à un pied de raidisseur qu'il est nécessaire d'attacher sur la semelle (ce qui n'est pas toujours le cas) :



32.38. On préférera en revanche un trou ou une échancrure à un croisement de soudures s'ils ne sont pas ou sont peu sollicités. \*

\* 32.4. Le cas se présentera en particulier lorsque plusieurs plats seront superposés, par exemple pour former les semelles d'une membrure.

Indépendamment des considérations d'ordre mécanique, la prescription a pour but de soustraire des surfaces inaccessibles à l'entretien à l'action de l'air et de l'humidité qui pourraient pénétrer entre elles si les vides entre pièces, même très minces, n'étaient fermés par soudure.

### Article 33.

#### *Dispositions constructives des assemblages par boulons à haute résistance.*

\* 33.1. *Dispositions des boulons.* — Il est souhaitable, en ce qui concerne l'espacement entre axes de deux boulons voisins, de se rapprocher, autant que possible, de la limite inférieure, 3 d.

\* 33.2. *Constitution des assemblages.* — Par exemple, dans le cas d'une poutre en double té, la continuité des membrures supérieures peut être assurée par soudage, alors que celle des âmes des membrures inférieures sont assurées par des assemblages par boulons à haute résistance.

\*\* De tels assemblages peuvent éventuellement être utilisés pour les réparations d'ouvrages existants.

\* 33.3. *Tracé des pièces.* — Voir l'article 32 : Construction soudée (§ 3).

Le strict respect des prescriptions des articles 332 et 333 est de nature à réduire le supplément d'efforts secondaires à prendre en compte par rapport aux constructions rivées,

32.39. On n'emploiera pas de cordon de soudure discontinu là où il serait possible de disposer un cordon continu.

32.4. Lorsque le bord d'une pièce présentera une ligne de contact avec la surface d'une autre, ou lorsque les bords de deux pièces seront en contact, les deux pièces devront toujours être assemblées le long de la ligne de contact par des cordons de soudure \*

32.5. Lorsque des plats superposés et assemblés sur leurs rives seront sollicités à la compression, le rapport de la largeur à l'épaisseur de chacun d'eux sera limité à 36 pour des plats en acier A 42 S et à 30 pour des plats en acier.

### Article 33.

#### *Dispositions constructives des assemblages par boulons à haute résistance.*

33.1. *Dispositions des boulons.*

Les règles de pinces et d'écartement de l'article 31 : Construction rivée, sont applicables, en prenant pour d le diamètre nominal du boulon. \*

Les assemblages doivent être conçus de telle sorte que les boulons demeurent accessibles durant toute la vie de l'ouvrage.

33.2. *Constitution des assemblages.*

Les assemblages hétérogènes comportant des soudures avec des boulons à haute résistance sont interdits.

Toutefois, dans l'assemblage d'une pièce constituée de différents éléments, il est loisible d'utiliser ensemble la soudure et les boulons à haute résistance, à condition que la continuité de chacun de ces éléments soit assurée par un seul mode d'assemblage. \*

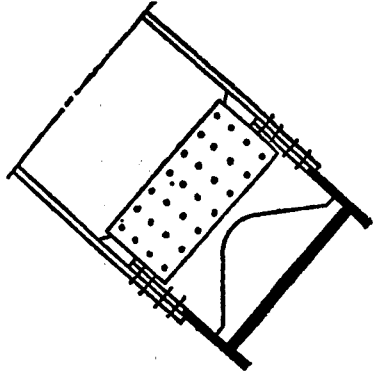
Les assemblages hétérogènes comportant des rivets avec des boulons à haute résistance sont formellement proscrits dans les ouvrages neufs. \*\*

33.3. *Tracé des pièces.*

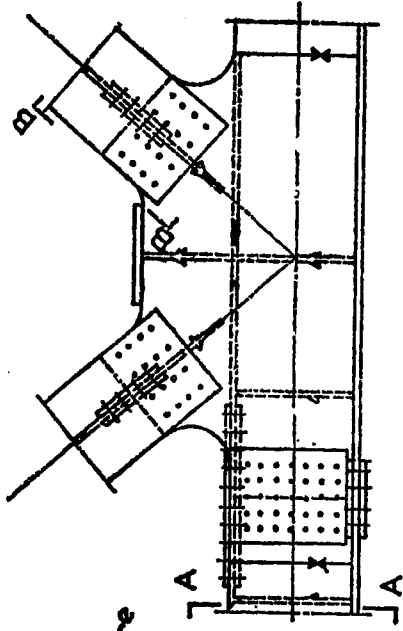
Comme en construction soudée la plus grande attention doit être apportée au tracé des assemblages, en n'y admettant que des changements progressifs de section. \*

EXEMPLE DU TRACÉ D'UN GOUSSET DANS UN PONT A POUTRES TRIANGULEES

Diagonale  
Coupe B

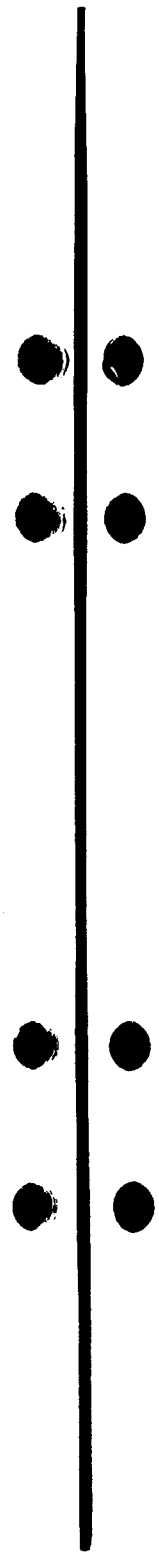
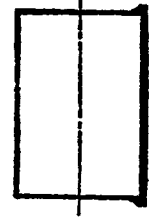


Noeud inférieur



Membrane inférieure

Coupe A



## CHAPITRE X

## Notations.

\* 1. Quand on usera de ces notations, la référence aux présentes prescriptions dispensera de définir les symboles employés dans les notes de calcul.

## CHAPITRE IX

## Dispositions diverses.

## Article 34.

## Dérogations.

Le ministre de l'équipement et du logement se réserve d'apprécier les cas exceptionnels qui pourraient motiver des dérogations quelconques aux présentes prescriptions.

## Article 35.

## Anciens ponts.

Les présentes prescriptions ne visent que les ouvrages neufs dont les travaux seront traités postérieurement à leur mise en vigueur.

## CHAPITRE X

## Notations.

1. Il est recommandé de faire usage des notations ci-après parmi lesquelles ont été choisies celles qui ont été utilisées dans les présentes prescriptions. \*

## 2. Principes :

## 2.1. Majuscules latines.

Les majuscules latines sont employées pour désigner :

- les éléments de réduction des efforts (forces, moments) ;
- placées entre parenthèses, les sollicitations ;
- les grandeurs géométriques de dimension supérieure à l'unité ;
- les modules de déformation et d'élasticité.

## 2.2. Minuscules latines.

Les minuscules latines sont employées pour désigner :

- les longueurs ;
- les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur ;
- les intensités des forces réparties (par unité de longueur, de surface et de volume).

## 2.3. Majuscules grecques.

Les majuscules grecques ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

## 2.4. Minuscules grecques.

Les minuscules grecques sont employées pour désigner :

- les contraintes ;
- les déformations relatives ;
- les grandeurs mécaniques réduites (ou sans dimensions) ;
- les coefficients numériques.



- (S) Sollicitation totale pondérée.  
 T Effort tranchant.  
 $T_{fk}$  Effort tranchant de flambement.
- 3.2. Minuscules latines :
- a Rayon de gorge d'une soudure.  
 b Hauteur d'un panneau de poutre ou distance entre axe de poutres.  
 $b_o$  Largeur participante de tôle dans le cas d'une dalle orthotrope.  
 d Diamètre d'un boulon HR ou d'un rivet.  
 e Excentrement d'un effort par rapport à un axe.  
 f Flèche.  
 g Charge permanente par unité de longueur ou de surface.  
 i Rayon de giration d'une section.  
 l Longueur d'un cordon de soudure ou distance entre appuis d'une poutre.  
 m Coefficient caractérisant l'encastrement d'une pièce vis-à-vis des problèmes de flambement ou de déversement.  
 p Surcharge par unité de longueur ou de surface.  
 q Charge totale pondérée par unité de longueur ou de surface.  
 r Rayon de courbure.  
 t Epaisseur d'une tôle ou d'un panneau.  
 v Ordonnée maximale du contour de la section par rapport à l'axe central d'inertie de cette section normal au plan de flexion ou de flambement soit du côté comprimé dans le cas de la flexion, soit du côté le moins éloigné dans le cas de flambement.  
 $v'$  Id. du côté tendu dans le cas de la flexion.
- 3.3. Majuscules grecques :
- $\Omega$  Aire d'une section.
- 3.4. Minuscules grecques :
- $\alpha$  Coefficient sans dimension donnant le rapport des côtés d'un panneau.  
 $\gamma$  Coefficient pondérant les sollicitations ou rigidité relative des raidisseurs.  
 $\delta$  Section relative d'un raidisseur.  
 $\lambda$  Elancement d'une pièce comprimée.  
 $\mu$  Coefficient de Poisson de l'acier.  
 $\xi$  Coefficient sans dimension fixant l'influence de l'encastrement dans l'évaluation des efforts secondaires.  
 $\sigma$  Contrainte normale en général.  
 $\sigma'$  Contrainte normale de signe opposé à  $\sigma$ .  
 $\sigma_e$  Limite d'élasticité de l'acier.  
 $\sigma_f$  Contrainte normale en flexion.  
 $\bar{\sigma}_f$  Contrainte normale admissible en flexion.  
 $\sigma_k$  Contrainte critique d'Euler.  
 $\sigma_m$  Contrainte normale moyenne de compression.  
 $\bar{\sigma}_m$  Contrainte normale admissible en compression.  
 $\tau$  Contrainte tangentielle (ou de cisaillement).  
 $\tau'$  Contrainte tangentielle de signe contraire à  $\tau$ .  
 $\varphi$  Coefficient de frottement dans les assemblages par boulons HR.

**ANNEXE III**  
**A LA CIRCULAIRE N° 70-18 DU 4 FÉVRIER 1970**

**Correspondance entre les articles du titre V mis à jour et les articles des textes approuvés par arrêtés du 19 août 1960, 14 septembre 1967, 19 septembre 1969.**

NUMÉROS des articles du fascicule mis à jour.	ARTICLES CORRESPONDANTS DES TEXTES approuvés par arrêtés des :		
	19 août 1960.	14 septembre 1967.	19 septembre 1969.
Préambule.			Préambule.
1			1
2			2
3	3		3 bis
4			4
5			4 bis
6			5
7			7
8	6		8.1
9			8.3
10.1		28.121	9
10.2			11
10.3			11 bis
11	10		12
12			13
13			
14			
15	14		
16	15		
17	16		
18	17		18
19			
20			
21			
22		26	
23		27	
24		28 (moins 28.121)	
25	19		19 bis
26			
27	20		
28	21		
29	22		
30	23		
31	24		
32.1, 2, 3, 31			25
32.3.2 à 5	25 (3.2 à 5)		
33		29	