

normalisation française

XP ENV 1993-2
Décembre 2000

Indice de classement : **P 22-320**

ICS : 91.010.30 ; 91.080.10 ; 93.040

Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale

Partie 2 : Ponts métalliques

E : Eurocode 3 : Design of steel structures and national application document —
Part 2: Steel bridges

D : Eurocode 3 : Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten und national
Anwendungsdokumente — Teil 2: Stahlbrücken

Norme expérimentale

publiée par AFNOR en décembre 2000.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à AFNOR avant le 1^{er} décembre 2002.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la prénorme européenne ENV 1993-2:1997 et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV.

Analyse

Cette norme française expérimentale donne des dispositions supplémentaires pour le calcul des structures de ponts métalliques pour une utilisation en conjonction avec l'ENV 1993-1-1, ainsi qu'avec les autres parties de l'ENV 1993 qui y font référence.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : construction métallique, acier de construction, pont, conception, calcul, matériau, résistance des matériaux, fixation, assemblage, soudure, montage, résistance au vent, résistance à la fatigue, vérification.

Modifications

Corrections

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), Tour Europe 92049 Paris La Défense Cedex
Tél. : 01 42 91 55 55 — Tél. international : + 33 1 42 91 55 55



Membres de la commission de normalisation

Président : M BROZZETTI

Secrétariat : M PESCATORE — BNCM

M	ARIBERT	INSA
M	BARJON	SERVICE TECHNIQUE DES REMONTEES MECANIQUES
M	BAZIN	CSTB
M	BORGEOT	CTICM
M	BRAHAM	ASTRON BUILDING SYSTEMS
M	BROZZETTI	CTICM
M	CHABROLIN	CTICM
M	CRETON	BNS
M	DESFERTILLES	INSTITUT DE SOUDURE
MME	DUSSAUGEY	SYNDICAT NATIONAL DES INDUSTRIES D'EQUIPEMENT
M	ESTEVE	EDF
M	ETIENNE	M.E.L.T. / D.A.E.I.
M	GALEA	CTICM
M	GAULIARD	SYNDICAT DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE DE FRANCE
M	GOURMELON	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	GREGOIRE	CETEN APAVE
M	GRIMAULT	TUBEUROP FRANCE
M	KRUPPA	CTICM
M	LAPEYRE	C.E.P.
M	LE CHAFFOTEC	SOCOTEC
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MARTIN	SNCF
M	MAYERE	BUREAU VERITAS
M	MOREAU	SNPPA
M	MOUTY	
MME	PECHENARD	AFFIX
M	PERFETTI	C.S.N.E.
M	PESCATORE	BNCM
M	RAMEAU	EDF
M	RAOUL	SETRA
M	ROCHE	SETRA
M	RYAN	CTICM
M	SOKOL	PAB
M	VOISIN	INRS

Ont participé en tant qu'experts au groupe de travail EC3 partie 2/DAN :

Animateurs : J. BROZZETTI — J. RAOUL — T. KRETZ — J. BERTHELLEMY — B. CHABROLIN

Secrétariat : P. BEGUIN

M	ARIBERT	INSA RENNES
M	ASHTARI	CETEN/APAVE
M	BEGUIN	CTICM
M	BERTHELLEMY	SETRA
M	BIETRY	CSTB
M	BITAR	CTICM
M	BOUCHON	MELTT / SETRA
M	BOUSQUET	SNCF
M	BREVET	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	BROZZETTI	CTICM
M	BUI	SETRA
M	CAMPAN	EUROPROFIL FRANCE
M	CHABERT	CETE (LYON)
M	CHABROLIN	CTICM
M	CHANTEGROS	ACCMA
M	CRETON	BNS
M	DEMILECAMPS	GTM
M	DUGAS	RICHARD DUCROS
MME	EZRAN	SETEC
M	FOUCRIAT	INGÉNIEUR CONSEIL
M	FUZIER	FREYSSINET
MME	GENONCEAUX	SETEC
M	GOURMELON	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	GUILLOT	CETE DE L'OUEST
M	HEVER	EUROPROFIL FRANCE
M	HOORPAH	OTUA
M	JARTOUX	FREYSSINET
M	KEUSCH	EIFFEL LAUTERBOURG
M	KRETZ	LCPC
M	LABOURIE	CETE DU NORD-PICARDIE
M	LACROIX	FREYSSINET
M	LE FAUCHEUR	SETRA
M	LECROCQ	SEER-INGEROP
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MARTIN	SNCF
M	MATHIEU	CGPC
M	MAYERE	BUREAU VERITAS
M	NEANT	ETIC
M	NIVET	I.O.A. LEXIQ
M	PLU	SNCF
M	RAOUL	SETRA
M	RAVISY	BERTHOLD
M	RESPLENDINO	CETE MEDITERRANEE
M	RIMBOEUF	AOA
M	ROCHE	SETRA
M	TANIS	SCETAURROUTE
M	TOURTOIS	GTM
M	TRINH	CETEN/APAVE
M	TRIQUET	SNCF
M	TROUILLET	M.C.S.C.A.
M	VAUDANT	TREFILEUROPE
M	VIRLOGEUX	INGÉNIEUR CONSEIL
M	XERCAVINS	P.X CONSULTANTS

Sommaire

	Page
AP.1 Introduction	5
AP.2 Relations avec les normes P 22-311 (ENV 1993-1-1 + DAN) et P 06-103 (XP ENV 1991-3)	5
AP.3 Modalités d'application	5
AP.3.1 Domaine et principes d'application	5
AP.3.2 La référence aux textes normatifs	5
AP.3.3 Modalités contractuelles	6
AP.3.4 Modalités d'expérimentation	6
AP.4 Liste des normes et textes normatifs de référence	7

Avant-propos national

AP.1 Introduction

La présente norme française expérimentale, dénommée EC3-2 DAN, reproduit intégralement l'ENV 1993-2 (en clair l'Eurocode 3 partie 2, en abrégé l'EC3-2), approuvée par le Comité Européen de Normalisation (CEN) en tant que prénorme européenne (ENV).

La présente norme française expérimentale spécifie, en outre, les adaptations nationales qui ont été apportées à l'EC3-2 dont la réunion constitue le Document d'Application Nationale (en abrégé le DAN).

AP.2 Relations avec les normes P 22-311 (ENV 1993-1-1 + DAN) et P 06-103 (XP ENV 1991-3)

- a) Il y a lieu de se reporter à la norme expérimentale P 22-311-0 (ENV 1993-1-1:1992 ou Eurocode 3 partie 1-1) pour obtenir les informations générales applicables à toutes les parties et, en particulier, connaître les conventions de présentation relatives au DAN.
- b) La présente norme française expérimentale donne des dispositions supplémentaires pour le calcul des structures de ponts métalliques pour une utilisation en conjonction avec l'ENV 1993-1-1, ainsi qu'avec les autres parties des Eurocodes qui y font référence.
- c) En ce qui concerne les coefficients partiels γ_M , les valeurs à prendre pour les calculs sont prioritairement celles définies dans la présente partie 2 de l'Eurocode 3. Les valeurs non définies dans la partie 2 seront à prendre dans la partie 1.1 de l'Eurocode 3.
- d) En ce qui concerne les coefficients partiels appliqués aux actions (γ_F) et les coefficients ψ , il y a lieu de se référer à l'ENV 1991-3, annexes C, D et G.

AP.3 Modalités d'application

AP.3.1 Domaine et principes d'application

Le domaine d'application de l'EC3-2 DAN couvre la construction des ponts en acier.

Pour les applications à la marge de ce domaine, il est recommandé de consulter la Commission de Normalisation de la Construction Métallique (CNCMét).

L'ENV 1993-2-DAN est essentiellement destinée à la contractualisation dans certains marchés publics, dans un but expérimental souligné dans les indications données en AP.3.3.

À la lecture de ce document, on peut constater des invalidations non remplacées par des textes opérationnels. Ceci n'implique pas un jugement national défavorable mais :

- soit le texte invalidé apparaît à la fois complexe d'application et absent de la pratique nationale,
- soit il a été jugé pragmatique de ne pas introduire une nouvelle pratique qui serait invariablement remise en cause au stade EN.

L'attention des utilisateurs est en outre attirée sur le fait que des invalidations renvoient sur des règles d'application nationales ou peuvent nécessiter des compléments (e.g. : Annexe A : Câbles à haute résistance).

AP.3.2 La référence aux textes normatifs

Dans les répertoires de l'article AP.4 du présent avant-propos sont présentés :

- partie gauche : les normes européennes actuellement en vigueur ou en projet ;
- partie droite et en regard des normes européennes en projet, les normes nationales et autres documents s'y substituant temporairement et à utiliser, en totalité ou partiellement, avec la présente norme française expérimentale.

Dans le cadre de l'application de la norme française expérimentale, on se référera aux normes répertoriées dans la partie droite de l'article AP.4. En l'absence de normes européennes, il est fait appel, pour l'essentiel aux normes nationales. Il n'a pas été jugé nécessaire, chaque fois que l'EC3-2 fait référence à une norme (européenne ou ISO) de mentionner dans le corps même du DAN, la (les) norme(s) nationale(s) équivalente(s). À charge pour l'utilisateur de retrouver celle(s)-ci dans l'article AP.4 par une lecture allant de la gauche vers la droite.

AP.3.3 Modalités contractuelles

La présente norme expérimentale n'est applicable, en totalité ou en partie, dans le cadre contractuel d'un marché public ou privé que s'il y est fait explicitement référence :

- pour les marchés publics, dans le Cahier des Clauses Administratives Particulières à l'article 2 — où la liste des pièces générales rendues contractuelles mentionnera la norme française expérimentale et en cas d'utilisation partielle les parties de celle-ci à considérer — et à l'article 10 — qui indiquera la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales,
- pour les marchés de la SNCF, dans le Cahier des Prescriptions Spéciales (CPS),
- pour les marchés privés, dans des documents particuliers du marché tels que définis dans la norme NF P 03-001, décembre 2000 (Cahier des Clauses Administratives Particulières, Cahier des Clauses Spéciales, Cahier des Clauses Techniques Particulières).

L'ENV 1993-2 faisant appel implicitement à :

- l'ENV 1991-3 «Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et Document d'Application Nationale — Partie 3 : Charges sur les ponts dues au trafic»,
- l'ENV 1993-1-1 «Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments»,
- et éventuellement à l'ENV 1993-1-5 «Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale — Partie 1-5 : Règles générales — Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan»,

sa contractualisation n'a de sens que si, lorsqu'il y a lieu, ces Eurocodes sont également contractualisés sous formes d'ENV-DAN.

L'ENV 1993-2-DAN est essentiellement destiné à la contractualisation dans certains marchés publics, dans un but expérimental.

AP.3.4 Modalités d'expérimentation

L'ENV 1993-2 a été approuvé par le CEN en mai 1997.

Au terme d'une période expérimentale de trois ans, les pays membres du CEN auront à opter soit pour un ultime prolongement du statut de l'ENV pour une période d'au moins trois ans, soit pour le statut de norme européenne (EN).

Cette décision sera très certainement assortie d'une révision de la norme.

Dans cette perspective, les utilisateurs de la présente norme expérimentale sont invités à faire connaître leurs observations avec, si possible, propositions d'amendements à l'appui, à AFNOR (Tour Europe — Cedex 7 — 92049 PARIS LA DÉFENSE) qui transmettra au BNCM.

Évolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC3-2 DAN mette en évidence certains problèmes relatifs à l'applicabilité du document, conduisant la CNCMét à formuler des amendements ou à apporter des compléments jugés indispensables aux adaptations nationales déjà produites. En cas de difficulté, il y aura lieu de se rapprocher de AFNOR ou du BNCM.

AP.4 Liste des normes et textes normatifs de référence

Le présent article a pour objet de donner la liste des normes et autres textes normatifs auxquels il y a lieu de se référer pendant la phase d'expérimentation de l'EC3-2 DAN.

L'attention est attirée sur le caractère évolutif de ces références.

Normes européennes ou internationales publiées		Normes pouvant être appliquées avec l'ENV	
Désignation	Intitulé	Désignation	Intitulé (lorsqu'il est différent de celui de la norme européenne)
EN 1337 Partie 1	Appuis structuraux : Règles générales de calcul.		— Guide Technique : les appareils d'appui à joints de caoutchouc (SETRA/CTOA) — Guide Technique : les appareils d'appui en caoutchouc fretté (SETRA/CTOA)
EN 10025	Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés — Conditions techniques de livraison.	NF EN 10025	
EN 10164	Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit — Conditions techniques de livraisons.	NF EN 10164	
ENV 1090 Partie 1 : Partie 5 :	Exécution des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments ; Règles supplémentaires pour les ponts.	Fascicule 66 Livret 2.32	Marchés publics : Fascicule 66 du CCTG «Exécution des ouvrages de Génie Civil à ossature en acier». Marchés SNCF : Cahier des prescriptions communes de la SNCF, livret 2.32 Exécution des ponts et charpentes métalliques et mixtes.
ENV 1991 Partie 1 : Partie 2.4 : Partie 2.6 : Partie 2.7 : Partie 3 :	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures : Bases de calcul ; Actions du vent ; Charges et déformations imposées en cours d'exécution ; Actions accidentelles ; Charges dues au trafic sur les ponts.	XP ENV 1991-1 XP ENV 1991-2-4 Selon le calendrier des publications XP ENV 1991-3	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et document d'application nationale. Partie 1. Partie 2-4. En l'attente de la parution des ENV-DAN correspondants, se référer aux documents du marché. Partie 3.

Normes européennes ou internationales publiées		Normes pouvant être appliquées avec l'ENV	
Désignation	Intitulé	Désignation	Intitulé (lorsqu'il est différent de celui de la norme européenne)
ENV 1992 Partie 1.1 : Partie 2 :	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton : Règles générales et règles pour les bâtiments ; Ponts en béton armé et précontraint.	NF P 18-711 XP ENV 1992-2	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et document d'application nationale. Partie 1.1. Partie 2.
ENV 1993 Partie 1.1 : Partie 1.5 : Partie 3 : Partie 5 :	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales : Règles générales et règles pour les bâtiments ; Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan ; Pylônes, mâts et cheminées ; Pieux et palplanches.	NF P 22-311 XP EN 1993-1-5 Selon le calendrier des publications	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale : Partie 1.1 Partie 1.5. En l'attente de la parution des ENV-DAN correspondants, se référer aux documents du marché.
ENV 1994 Partie 1.1 : Partie 2 :	Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton : Règles générales et règles pour les bâtiments. Ponts mixtes.	NF P 22-391 XP ENV 1994-2	Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton et document d'application nationale : Partie 1.1. Partie 2.
ENV 1997-1	Eurocode 7 : Calcul géotechnique. Partie 1 : Règles générales	XP ENV 1997-1	Eurocode 7 : Calcul géotechnique. Partie 1 : Règles générales.
ENV 1998	Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme.		Marchés publics : Guide AFPS 1992 pour la protection parasismique des ponts. Marchés SNCF : Livret 2.01 — chapitre 8 : règles parasismiques.
ISO 286 Partie 2 :	Système ISO de tolérances et d'ajustements ; Tables des degrés de tolérance normalisés et des écarts limites des alésages et des arbres.		
ISO 2408	Câbles en acier pour usages courants — Caractéristiques.		
ISO 8930	Principes généraux de fiabilité des constructions — Listes de termes équivalents.	NF P 06-007	

Normes européennes ou internationales publiées		Normes pouvant être appliquées avec l'ENV	
Désignation	Intitulé	Désignation	Intitulé (lorsqu'il est différent de celui de la norme européenne)
ISO 8369	Câbles en acier de gros diamètres.	XP A 35-036 (Publication à venir)	Fils en acier destinés aux câbles porteurs fixes pour structures de bâtiments et Génie Civil.
ISO 12944 Partie 3 :	Peintures et vernis. Anti-corrosion des structures en acier par système de peinture. Partie 3 : conception et dispositions constructives.	NF EN ISO 12944-3	
EURONORM 18	Prélèvement et préparation des échantillons et des éprouvettes pour l'acier et les produits sidérurgiques.	NF EN ISO 377	Acier et produits en acier — Position et préparation des échantillons et éprouvettes pour essais mécaniques.
EURONORM 58	Plats laminés à chaud pour usages généraux.	NF A 45 001 NF A 45 005	Produits sidérurgiques. Barres laminées à chaud ou laminés marchands d'usage général. Tolérances sur forme et dimensions. Plats laminés à chaud pour usages généraux. Dimensions.
EURONORM 91	Larges plats laminés à chaud — Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse.		NB : Référence annulée et non remplacée.
EN 10113	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins.	NF EN 10113	
EN 10137	Tôles et larges plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation.	NF EN 10137	
EN 10155	Aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique — Conditions techniques de livraison.	NF EN 10155	
EN 10210	Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grain fin.	NF EN 10210	
EN 10219	Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins.	NF EN 10219	
EN 10204	Produits métalliques — Types de documents de contrôle.	NF EN 10204	
EN 10029	Tôles en acier laminées à chaud, d'épaisseur égale ou supérieure à 3 mm — Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse.	NF EN 10029	
EN 10051	Tôles, larges bandes et larges bandes refendues laminées à chaud en aciers alliés et non alliés — Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse.	NF EN 10051	

ICS : 91.010.30 ; 91.080.10 ; 93.040

Descripteurs : construction en acier, aciers de construction, structures, ponts, calculs.

Version française

Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale — Partie 2 : Ponts métalliques

Eurocode 3 : Bemessung und Konstruktion von
Stahlbauten und national Anwendungsdokumente —
Teil 2: Stahlbrücken

Eurocode 3 : Design of steel structures
and national application document —
Part 2: Steel bridges

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 30 mai 1997 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

Les membres du CEN sont tenus d'annoncer l'existence de cette ENV de la même façon que pour une EN et de rendre cette ENV rapidement disponible au niveau national sous une forme appropriée. Il est admis de maintenir (en parallèle avec l'ENV) des normes nationales en contradiction avec l'ENV en application jusqu'à la décision finale de conversion possible de l'ENV en EN.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

Secrétariat Central : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles

Sommaire

	Page
Avant-propos	9
1 Généralités	12
1.1 Objet	12
1.2 Distinction entre principes et règles d'application	12
1.3 Références normatives	13
1.4 Définitions	14
1.5 Symboles	15
1.5.1 Lettres latines majuscules	15
1.5.2 Lettres grecques majuscules	15
1.5.3 Lettres latines minuscules	15
1.5.4 Lettres grecques minuscules	16
1.5.5 Indices	16
2 Bases de calcul	16
2.1 Généralités	16
2.2 Exigences	17
2.2.1 Exigences fondamentales	17
2.2.2 Fiabilité	17
2.2.3 Situations de projet	17
2.2.4 Durée de vie de calcul	17
2.2.5 Durabilité	17
2.2.6 Assurance de qualité	18
2.2.7 Robustesse et intégrité de la structure	18
2.3 États limites	19
2.3.1 Équilibre statique	19
2.3.2 Coefficients partiels pour les actions	19
2.3.3 Facteurs de combinaison	19
2.3.4 États limites de service	19
2.4 Actions	19
2.4.1 Valeurs caractéristiques des actions	19
2.4.2 Autres valeurs représentatives	20
3 Matériaux	20
3.1 Généralités	20
3.2 Acier de construction	20
3.2.1 Objet	20
3.2.2 Caractéristiques des matériaux	20
3.2.3 Analyse globale plastique (situations de calcul accidentelles uniquement)	20
3.2.4 Ténacité	20
3.2.5 Qualité dans le sens de l'épaisseur des tôles d'acier	23
3.2.6 Tolérances	25
3.2.7 Valeurs de calcul des coefficients de matériaux	26
3.3 Moyens d'assemblage	26
3.4 Câbles	26
3.5 Appuis	26
3.6 Divers	26
4 États limites de service	27
4.1 Bases	27
4.2 Modèles de calcul	28
4.3 Limites pour les contraintes	28

Sommaire (suite)

	Page
4.4	Limite de respiration d'âme 29
4.5	Limites pour les dimensions des gabarits 30
4.6	Limites pour l'impression visuelle 30
4.7	Exigences de comportement pour les ponts ferroviaires 30
4.8	Exigences de comportement pour les ponts routiers 30
4.8.1	Généralités 30
4.8.2	Limitations des flèches afin d'éviter les impacts excessifs dus à la circulation 31
4.8.3	Effets de résonance 32
4.9	Exigences de comportement pour les ponts piétonniers 32
4.10	Exigences de comportement pour les effets du vent 32
4.11	Accessibilité des surfaces et des détails d'assemblages 32
4.12	Évacuation des eaux 32
5	États limites ultimes 33
5.1	Bases 33
5.1.1	Généralités 33
5.1.2	Calcul des ponts 33
5.1.3	Résistance des sections transversales 33
5.1.4	Résistance des éléments 34
5.1.5	Résistance des assemblages 35
5.1.6	Stabilité 35
5.1.7	Équilibre statique 35
5.2	Calcul des sollicitations 35
5.2.1	Généralités 35
5.2.2	Hypothèses de calcul 36
5.2.3	Systèmes structuraux 36
5.2.4	Prise en compte des imperfections 39
5.3	Classification des sections 41
5.3.1	Bases 41
5.3.2	Classification 41
5.3.3	Exigences concernant les sections transversales pour l'analyse globale plastique 41
5.3.4	Exigences concernant les sections transversales en cas d'utilisation de l'analyse globale élastique 42
5.3.5	Caractéristiques de section efficace des sections de Classe 4 comportant des raidisseurs longitudinaux 42
5.4	Résistance des sections transversales 43
5.4.1	Généralités 43
5.4.2	Caractéristiques des sections transversales 43
5.4.3	Traction 43
5.4.4	Compression 43
5.4.5	Flexion 43
5.4.6	Cisaillement 43
5.4.7	Effort tranchant et flexion 44
5.4.8	Effort normal et flexion 44
5.4.9	Effort normal, cisaillement et flexion 44
5.4.10	Effort transversal s'exerçant sur l'âme 44
5.5	Résistance des éléments au flambement 44
5.5.1	Éléments comprimés 44
5.5.2	Déversement des poutres 47
5.5.3	Flexion et traction 52
5.5.4	Flexion et compression 52
5.6	Résistance au voilement par cisaillement 53
5.7	Résistance des âmes à un effort transversal 53

Sommaire (suite)

	Page
5.8	Poutres à treillis et structures triangulées 53
5.8.1	Généralités 53
5.8.2	Longueur de flambement des éléments 54
5.8.3	Cornières comprimées utilisées comme éléments d'âmes 54
5.8.4	Goussets 54
5.9	Éléments composés comprimés 54
5.10	Arcs 54
5.11	Câbles 54
6	Fixations, soudures et assemblages 54
6.1	Bases 54
6.2	Assemblages en cisaillement soumis à des fluctuations de contraintes résultant du trafic 55
6.3	Fixations 55
6.4	Assemblages utilisant des fixations ou des axes 56
6.4.1	Cornières assemblées par une seule aile 56
6.4.2	Équerres 56
6.4.3	Assemblages en cisaillement 57
6.4.4	Assemblages en traction 57
6.4.5	Répartition des efforts entre les fixations 57
6.4.6	Assemblages minimums 57
6.4.7	Boulons à haute résistance dans les assemblages résistant au glissement 57
6.4.8	Assemblages articulés 60
6.5	Assemblages soudés 60
6.5.1	Types de soudures 60
6.5.2	Soudures avec fourrures 60
6.5.3	Arrachement lamellaire 61
6.5.4	Répartition des efforts 61
6.5.5	Résistance par unité de longueur 61
6.6	Assemblages par couvre-joints 61
6.7	Assemblages de type poutre-poteau 62
6.8	Ancrages de câbles 62
6.9	Barres à œil 62
6.9.1	Épaisseur et section nette 62
6.8.1	Culots de câbles 62
6.8.2	Viroles, brides et autres embouts 62
6.9.2	Calage des barres à œil 63
7	Fabrication et montage 63
7.1	Exigences 63
7.2	Dossier 63
7.3	Tolérances géométriques 64
7.4	Boulons et axes calibrés 64
7.5	Restrictions concernant le soudage 64
7.6	Traitement après soudage 64
7.7	Montage 64
8	Dimensionnement assisté par des essais 65
8.1	Généralités 65
8.2	Types d'essais 65
8.3	Vérification par essais des effets aérodynamiques résultant de l'action du vent sur les ponts 65
7.8	Traitement de protection 65

Sommaire (suite)

	Page
9	Vérification à la fatigue 66
9.1	Généralités 66
9.2	Charges de fatigue 66
9.2.1	Généralités 66
9.2.2	Modèle simplifié de charge de fatigue pour les ponts routiers 67
9.2.3	Modèle simplifié de charge de fatigue pour les ponts ferroviaires 67
9.3	Coefficients partiels pour les vérifications à la fatigue 67
9.4	Spectres de contraintes de fatigue 67
9.5	Procédures de vérification à la fatigue 68
9.5.1	Vérification à la fatigue 68
9.5.2	Coefficients d'équivalence de dommage I pour les ponts routiers 68
9.5.3	Coefficients d'équivalence de dommage I pour les ponts ferroviaires 71
9.5.4	Combinaison de dommages résultant d'étendues de contraintes locales et globales 77
9.6	Résistance à la fatigue 77
9.7	Traitement après soudage 77
Annexe A	(normative) Câbles à haute résistance 78
A.1	Généralités 78
A.1.1	Objet 78
A.1.2	Définitions 79
A.2	Actions 81
A.2.1	Poids propre des câbles 81
A.2.2	Actions du vent 82
A.2.3	Actions thermiques 82
A.2.4	Précharges des éléments 82
A.2.5	Suppression et remplacement de câbles 82
A.2.6	Fatigue 83
A.3	Exigences générales 83
A.3.1	Exigences générales pour les câbles 83
A.3.2	Exigences générales pour les ancrages 84
A.3.3	Exigences générales pour les selles 85
A.3.4	Exigences générales pour les colliers 86
A.3.5	Exigences générales pour les selles et colliers d'épanouissement 86
A.4	Matériaux 86
A.4.1	Fils pour torons 86
A.4.2	Matériaux pour les culots 87
A.4.3	Matériaux pour les selles et les colliers 87
A.5	Caractéristiques mécaniques 87
A.5.1	Résistance des fils et des torons 87
A.5.2	Rigidité des câbles 87
A.5.3	Autres caractéristiques mécaniques 88
A.5.4	Coefficient de frottement 88
A.6	Analyse de structure 88
A.6.1	Généralités 88
A.6.2	Câbles en suspension caténaire 89
A.7	État limite de service 90
A.7.1	Coefficients partiels 90
A.7.2	Éléments à vérifier 90
A.8	États limites ultimes 90
A.8.1	Facteurs partiels 90
A.8.2	Câbles 90
A.8.3	Ancrages 91
A.8.4	Selles 92
A.8.5	Colliers 93

Sommaire (suite)

	Page
A.9	Fatigue 94
A.9.1	Exigences générales 94
A.9.2	Charges axiales fluctuantes 95
A.9.3	Effets de la flexion dans les câbles 95
A.9.4	Effets combinés 95
A.10	Informations exigées pour les fournisseurs de câbles 95
A.10.1	Généralités 95
A.10.2	Caractéristiques mécaniques des câbles et équipements 96
A.10.3	Traitement de protection 96
A.11	Exigences concernant les essais 97
A.11.1	Généralités 97
A.11.2	Essais effectués sur les fils 97
A.11.3	Essais effectués sur le revêtement de zinc 97
A.11.4	Essais effectués sur les torons et sur les câbles complets 97
A.11.5	Autres essais 97
A.12	Formules pour le calcul des caractéristiques des torons 98
A.13	Oscillation aérodynamique des câbles 102
A.14	Protection anticorrosion des câbles et équipements 103
Annexe B	(normative) Appareils d'appui 105
B.1	Généralités 105
B.2	Choix du type d'appareils d'appui 106
B.2.1	Appareils d'appui sur structures porteuses rigides 106
B.2.2	Appareils d'appui sur appuis flexibles dans le plan horizontal 107
B.3	Modélisation de la structure pour la détermination des réactions d'appui 108
B.3.1	Généralités 108
B.3.2	Modélisation des appareils d'appui sur appuis rigides 108
B.3.3	Modélisation des appareils d'appui sur appuis flexibles 109
B.4	États limites à considérer 109
B.5	Combinaisons de charges et actions 110
B.5.1	Généralités 110
B.5.2	Phase de montage 111
B.5.3	Phase d'exploitation 111
B.5.4	Rotations et déplacements maximaux des appareils d'appui 111
B.6	Justification des éléments d'appareil d'appui 111
B.7	Modèle de nomenclature d'appuis 111
Annexe C	(informative) Prévention de la rupture fragile 112
C.1	Bases 112
C.2	Procédure 112
C.2.1	Critère 112
C.2.2	Température de calcul 113
C.2.3	Température de rupture de calcul 113
C.3	Bibliographie 116
Annexe D	(informative) Directives sur le choix d'une qualité dans le sens de l'épaisseur 117
D.1	Généralités 117
D.2	Bases 117
D.3	Procédure 118

Sommaire (suite)

	Page
Annexe E (information) Joints de dilatation pour les ponts routiers	121
E.1 Généralités	121
E.2 Mouvements extrêmes des joints	122
E.3 Conception et dimensionnement du joint de dilatation	122
E.3.1 Généralités	122
E.3.2 Aptitude au service	122
E.3.3 Fatigue	122
E.4 Détails de construction	123
Annexe F (informative) Vérification des éléments élancés de ponts vis-à-vis de la fatigue résultant des vibrations induites par le vent	124
F.1 Objet	124
F.2 Définition des éléments élancés	124
F.3 Types de profils considérés et risques encourus	124
F.4 Étendues de contraintes résultant des vibrations transversales dues au vent	125
F.4.1 Modélisation de l'élément de structure	125
F.4.2 Analyse modale de l'élément de structure	126
F.4.3 Calcul des amplitudes de contraintes σ_{Fi} et du nombre de cycles de contraintes N	127
F.4.4 Étendue de contraintes résultante $\Delta\sigma_{wind}$	127
F.5 Vérification à la fatigue	127
F.6 Vérification vis-à-vis de la fatigue	128
F.6.1 Ponts piétonniers	128
F.6.2 Ponts ferroviaires ou routiers	128
Annexe G (informative) Considérations particulières sur les dispositions constructives	129
G.1 Généralités	129
G.2 Ponts autoroutiers	129
G.2.1 Platelage	129
G.2.2 Raidisseurs	131
G.2.3 Pièces de pont	135
G.3 Ponts ferroviaires	137
G.3.1 Généralités	137
G.3.2 Tôle de platelage	137
G.3.3 Raidisseurs	137
G.3.4 Pièces de pont	139
Annexe H (informative) Longueurs de flambement des éléments de ponts	140
H.1 Généralités	140
H.2 Treillis	140
H.2.1 Éléments verticaux et diagonaux avec des extrémités fixes	140
H.2.2 Éléments verticaux faisant partie d'une ossature, voir fig. H.1a ou H.1b	140
H.2.3 Flambement hors du plan des diagonales	143
H.2.4 Membrures comprimées de tabliers à section ouverte	143
H.3 Ponts en arc	145
H.3.1 Généralités	145
H.3.2 Coefficients de flambement dans le plan pour les arcs	145
H.3.3 Coefficients de flambement hors du plan pour les arcs autoporteurs	148
H.3.4 Flambement hors du plan d'arcs comportant des contreventements et des portiques d'extrémité	149

Sommaire (fin)

	Page
Annexe J (informative) Boulons à injection	150
J.1 Généralités	150
J.2 Résistance de calcul	150
J.3 Résistance de calcul à la fatigue	152
J.3.1 Assemblages de type à pression diamétrale (catégorie A)	152
J.3.2 Assemblages résistants au glissement (catégorise B et C)	152
Annexe K (informative) Tolérances pour la fabrication et le montage des ponts métalliques	153
K.1 Objet	153
K.2 Tolérances géométriques pour les plaques et les raidisseurs	153
Annexe L (informative) Tableaux des catégories de résistance à la fatigue	155
L.1 Généralités	155
L.2 Tabliers orthotropes pour ponts ferroviaires et ponts autoroutiers	155
L.3 Courbes de résistance à la fatigue modifiées	155

Avant-propos

Objectifs des Eurocodes

- (1) Les Eurocodes Structuraux comprennent un ensemble de normes élaborées en vue du calcul structural et géotechnique des bâtiments et ouvrages de génie civil.
- (2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où cela est nécessaire pour indiquer la qualité des produits de construction et le niveau d'exécution indispensables pour la conformité aux hypothèses des règles de calcul.
- (3) Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées pour les produits et pour les méthodes d'essai de leur comportement soit disponible, quelques-uns des Eurocodes Structuraux couvrent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

Historique du programme des Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a commencé à élaborer un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil, qui servirait initialement d'alternative aux différentes règles en vigueur dans les différents états membres et qui les remplacerait à terme. Ces règles techniques reçurent le nom d'Eurocodes Structuraux.
- (5) En 1990, après consultation de ses états membres respectifs, la CCE a transféré la charge des élaboration, édition et mise à jour ultérieure des Eurocodes Structuraux au CEN, et le Secrétariat de l'AELE a accepté de s'associer au CEN dans cette tâche.
- (6) Le Comité Technique CEN/TC 250 du CEN est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

Programme des Eurocodes

- (7) Les travaux sont en cours sur les Eurocodes Structuraux suivants, chacun d'eux comportant en général un certain nombre de parties :

EN 1991 Eurocode 1 Bases de calcul et actions sur les structures.

EN 1992 Eurocode 2 Calcul des structures en béton.

EN 1993 Eurocode 3 Calcul des structures en acier.

EN 1994 Eurocode 4 Calcul des structures mixtes acier béton.

EN 1995 Eurocode 5 Calcul des structures en bois.

EN 1996 Eurocode 6 Calcul des structures en maçonnerie.

EN 1997 Eurocode 7 Calcul géotechnique.

EN 1998 Eurocode 8 Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme.

EN 1999 Eurocode 9 Calcul des structures en alliage d'aluminium.

- (8) Des sous-comités distincts ont été constitués par le CEN/TC 250 pour les différents Eurocodes mentionnés ci-dessus.
- (9) La présente Partie 2 de l'Eurocode 3 est publiée par le CEN en tant que Prénorme Européenne (ENV) avec une durée initiale de trois ans.
- (10) La présente Prénorme est destinée à l'application expérimentale.
- (11) À l'issue d'une période de deux ans environ, les membres du CEN seront invités à soumettre des commentaires formels devant être pris en compte dans la détermination des actions futures.

(12) Dans l'intervalle, les réactions et commentaires concernant la présente Prénorme doivent être transmis au Secrétariat du CEN/TC 250/SC 3 à l'adresse suivante :

BSI Standards
British Standards House
389 Chiswick High Road
London W4 4AL
England

ou à votre organisme national de normalisation.

Documents d'Application Nationale (DAN)

(13) Dans l'optique des responsabilités incombant aux autorités des pays membres en ce qui concerne la sécurité, la santé, et autres domaines couverts par les exigences essentielles de la Directive sur les Produits de Construction (DPC), certains éléments de sécurité figurant dans la présente ENV ont été affectés de valeurs indicatives identifiées par («valeurs encadrées»). Il appartient aux autorités de chaque pays membre de revoir les valeurs encadrées, et elles ont la faculté de substituer des valeurs alternatives définitives pour ces éléments de sécurité en vue de l'application nationale.

(14) Les ponts sont essentiellement des ouvrages de travaux publics, pour lesquels :

- la Directive Européenne sur les marchés publics de travaux s'applique ;
- les autorités publiques assument des responsabilités en tant que maîtres d'ouvrage.

(15) Dans ce contexte, la présente Prénorme a été établie avec deux objectifs :

- une étendue et une précision suffisantes pour une utilisation contractuelle ;
- une flexibilité suffisante pour permettre aux autorités concernées d'exercer leurs responsabilités techniques.

(16) En raison des responsabilités assumées par les autorités publiques pour le calcul des ponts, la présente ENV 1993-2 est prévue pour être complétée, pour l'application, par :

- les options et règles complémentaires générales dans le Document d'Application Nationale (DAN), voir (19) ;
- des modifications et spécifications complémentaires pour des projets particuliers.

(17) Lorsque la présente Prénorme contient des expressions telles que «*sauf spécification contraire par l'autorité compétente*», son objectif est de permettre aux autorités concernées (à identifier, le cas échéant, dans le DAN) d'intervenir à l'un quelconque de ces deux niveaux.

(18) Lorsque la présente Prénorme fait référence au «*cahier des charges du projet*», son objectif est de permettre que le dossier définissant un projet particulier puisse ajouter des spécifications complémentaires et opérer un choix d'options, ce qui peut inclure les exigences de l'autorité compétente, ainsi que celles du maître d'ouvrage s'ils sont différents.

(19) Certaines Normes Européennes ou Internationales concernées peuvent ne pas être disponibles à la publication de la présente Prénorme. On prévoit donc qu'un Document d'Application Nationale (DAN) donnant toutes valeurs de substitution définitives pour les éléments de sécurité, mentionnant les normes concernées compatibles et contenant des directives sur l'application nationale de la présente Prénorme, sera publié par chaque pays membre ou son Organisme de Normalisation.

(20) La présente Prénorme est prévue pour être utilisée conjointement avec le DAN valable dans le pays où le pont est situé.

Points spécifiques à cette Prénorme

(21) Les Parties de l'ENV 1993 dont la publication est actuellement envisagée sont les suivantes :

ENV 1993-1-1 Règles générales : Règles générales et règles pour les bâtiments.

ENV 1993-1-2 Règles générales : Calcul du comportement au feu.

ENV 1993-1-3 Règles générales : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formés à froid.

ENV 1993-1-4 Règles générales : Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables.

ENV 1993-1-5 *Règles générales : Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan.*

ENV 1993-2 *Ponts métalliques.*

ENV 1993-3 *Pylônes, mâts et cheminées.*

ENV 1993-4 *Silos, réservoirs et pipelines.*

ENV 1993-5 *Pieux et palplanches.*

ENV 1993-6 *Chemins de roulement.*

ENV 1993-7 *Structures marines et maritimes.*

ENV 1993-8 *Structures agricoles.*

(22) La présente Partie 2 de l'Eurocode 3 a été élaborée pour compléter la Partie 1.1 pour le calcul des ponts.

(23) Le calcul des ponts métalliques exige des règles supplémentaires pour les plaques, toutefois ces règles ne sont pas spécifiques aux ponts, et elles ont donc été données séparément dans l'ENV 1993-1-5.

(24) Il est fait référence à la Partie 1.1 ainsi qu'à la Partie 1.5, et les sujets qui sont déjà traités dans ces documents ne sont pas repris ici. De même, il est également fait référence à l'Eurocode 1 : Partie 1 pour les sujets concernant les bases de calcul au lieu de les reprendre dans le présent document.

(25) Pour l'application de la présente Partie 2 de l'Eurocode 3, on suppose que l'autorité compétente, ou le maître d'ouvrage s'ils sont différents, définira le modèle de charge et les valeurs caractéristiques des charges de circulation conformément à la Partie 3 de l'Eurocode 1.

(26) Dans chaque Section du texte principal, il est précisé de manière spécifique dans quelle mesure celle-ci complète, modifie, remplace ou annule les éléments correspondants de la Partie 1.1 de l'Eurocode 3.

<p>(27) A Dans la présente ENV 1993-2 DAN, les références à l'ENV 1993-1-1 ont le sens de références à l'ENV 1993-1-1 y compris son DAN. D'une façon générale, les références aux ENV ont le sens de références aux ENV + DAN.</p>

1 Généralités

1.1 Objet

(1)P La présente partie 2 de l'ENV 1993 donne une base générale pour la conception et le calcul des ponts métalliques, des parties en acier des ponts à ossature mixte, ainsi que des ouvrages temporaires en acier dans les ponts. Elle donne des dispositions qui complètent, modifient ou remplacent les dispositions équivalentes données dans l'ENV 1993-1-1, à laquelle il doit également être fait référence.

(2) La présente Partie 2 donne également des règles d'application détaillées qui sont principalement applicables aux types de ponts utilisés couramment. Lorsque les possibilités d'application de ces règles sont limitées, pour des raisons pratiques ou de simplification, leur utilisation ainsi que toutes limites éventuelles de validité sont expliquées dans le texte.

(3) Les dispositions spécifiques concernant les ponts à ossature mixte sont données dans l'ENV 1994-2.

(4) Le calcul des pieux en acier et des rideaux de palplanches est traité dans l'ENV 1993-5.

(5)P Les dispositions de la présente Prénorme sont également applicables aux parties en acier des ponts qui sont essentiellement constitués d'autres matériaux de construction.

(6)P La présente Prénorme contient uniquement des dispositions concernant la résistance, l'aptitude au service et la durabilité des structures de ponts. Les autres aspects de calcul ne sont pas traités.

(7)P L'exécution est couverte dans la mesure nécessaire pour indiquer la qualité des matériaux et des produits de construction qui doivent être utilisés, ainsi que le niveau de qualité de l'exécution sur chantier exigé pour la conformité aux hypothèses des règles de calcul.

(8) L'annexe A contient des dispositions concernant le calcul des câbles à haute résistance et des pièces associées. En attendant la disponibilité de Normes Européennes pour ces éléments, l'annexe A renferme provisoirement certains aspects concernant les matériaux utilisés pour leur fabrication.

(8)I Les câbles ne sont pas considérés dans ce DAN, dans l'attente de l'EN 1993-1-11. L'annexe A est invalidée.

(9) Pour l'exécution des structures de ponts métalliques, il convient de se référer à l'ENV 1090-5.

(10)P L'ENV 1993 ne couvre pas les exigences particulières pour le calcul sismique. On devra se référer aux exigences données dans l'ENV 1998, qui complète et modifie les règles de l'ENV 1993 pour ces conditions spécifiques.

1.2 Distinction entre principes et règles d'application

(1)P En fonction du caractère de chaque paragraphe, une distinction est faite dans la présente Partie entre principes et règles d'application.

(2)P Les principes comprennent :

- des déclarations générales ou définitives pour lesquelles il n'existe aucune alternative ;
- des exigences et des modèles analytiques qui n'admettent aucune alternative, sauf mention contraire.

(3) Les principes sont identifiés par la lettre P suivant le numéro de paragraphe.

(4)P Les règles d'application sont en général des règles reconnues qui suivent les principes et qui satisfont leurs exigences. On peut utiliser des règles de calcul alternatives différentes des règles d'application données dans l'Eurocode, à condition qu'il soit démontré que la règle alternative respecte les principes concernés et conduit à une sécurité au moins égale.

(5) Dans la présente Partie, les règles d'application sont identifiées par un numéro entre parenthèses, comme dans ce paragraphe.

1.3 Références normatives

Cette Prénorme européenne comporte par référence datée ou non datée des dispositions d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à cette Prénorme européenne que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique.

EN 1337-1, *Appareils d'appuis structuraux — Partie 1 : Indications générales.*

EN 10025, *Produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés — Conditions techniques de livraison.*

EN 10164, *Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit — Conditions techniques de livraison.*

ENV 1090-1, *Exécution des structures en acier — Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

ENV 1090-5, *Exécution des structures en acier — Partie 5 : Règles supplémentaires pour les ponts et les structures en plaques.*

ENV 1991-1, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 1 : Bases de calcul.*

ENV 1991-2-4, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-4 : Actions du vent.*

ENV 1991-2-6, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-6 : Charges et déformations imposées en cours d'exécution.*

ENV 1991-2-7, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 2-7 : Actions accidentelles.*

ENV 1991-3, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures — Partie 3 : Charges dues au trafic sur les ponts.*

ENV 1992-2, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 2 : Ponts en béton armé et précontraint.*

ENV 1993-1, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1 : Règles générales.*

ENV 1993-1-1, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-1 : Règles générales — Règles générales et règles pour les bâtiments.*

ENV 1993-1-5, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1-5 : Règles générales — Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan.*

ENV 1993-3, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 3 : Pylônes, mâts et cheminées.*

ENV 1993-5, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 5 : Pieux et palplanches.*

ENV 1994-2, *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier béton — Partie 2 : Ponts mixtes.*

ENV 1997, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique.*

ENV 1998, *Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme.*

ISO 286-2, *Système ISO de tolérances et d'ajustements — Partie 2 : Tables des degrés de tolérance normalisés et des écarts limites des alésages et des arbres.*

ISO 2408, *Câbles en acier pour usages courants — Caractéristiques.*

ISO 8930, *Principes généraux de fiabilité des constructions — Listes de termes équivalents.*

ISO 8369, *Câbles en acier de gros diamètres.*

ISO 12944-3, *Peintures et vernis — Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture — Partie 3 : Conception et dispositions constructives.*

EURONORM 18, *Prélèvement et préparation des échantillons et des éprouvettes pour l'acier et les produits sidérurgiques.*

EURONORM 58, *Plats laminés à chaud pour usages généraux.*

EURONORM 91, *Larges plats laminés à chaud — Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse.*

EN 10113, *Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins.*

EN 10137, *Tôles et larges plats en aciers de construction à haute limite d'élasticité à l'état trempé et revenu ou durci par précipitation.*

EN 10155, *Aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique — Conditions techniques de livraison.*

EN 10210, *Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grain fin.*

EN 10219, *Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins.*

EN 10204, *Produits métalliques — Types de documents de contrôle.*

EN 10029, *Tôles en acier laminées à chaud, d'épaisseur égale ou supérieure à 3 mm — Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse.*

EN 10051, *Tôles, larges bandes et larges bandes refendues laminées à chaud en continu en aciers alliés et non alliés — Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse.*

1.4 Définitions

Dans le cadre de la présente Partie 2 de l'ENV 1993, outre les définitions données dans l'ISO 8930, dans l'ENV 1991 et dans l'ENV 1993-1, les définitions suivantes s'appliquent.

1.4.1

pont

ouvrage de génie civil principalement destiné à supporter des charges de trafic ou de piétons au-dessus d'un obstacle naturel ou d'une ligne de communication. Ce terme couvre tous les types de ponts, y compris les ponts ferroviaires et les ponts supportant des canaux, des canalisations ou d'autres véhicules, comme des aéronefs

1.4.2

culée

tout appui d'extrémité d'un pont dépourvu de continuité rigide avec le tablier. Une distinction est faite entre les culées rigides et les culées flexibles, le cas échéant

1.4.3

culée solidaire

culée assemblée au tablier sans aucun joint permettant le mouvement

1.4.4

pile

appui intermédiaire d'un pont, situé sous le tablier

1.4.5

appareil d'appui

dispositif structural situé entre le tablier et une culée ou une pile du pont et transmettant les charges depuis le tablier vers la culée ou la pile

1.4.6

hauban

élément tendu qui relie le tablier d'un pont au(x) pylône(s) au-dessus du tablier

1.4.7

précontrainte

effet permanent résultant d'efforts contrôlés et/ou de déformations contrôlées appliqués au sein d'une structure. On distingue différents types de précontraintes, selon le cas (telles la précontrainte par câbles, ou la précontrainte par déformation imposée des appuis)

1.4.8

hauteur libre

hauteur libre disponible pour la circulation

1.4.9

respiration (des tôles)

déformation hors du plan d'une tôle élancée résultant de l'application répétée de charges dans le plan

1.4.10

éléments structuraux secondaires (équipements)

éléments structuraux qui ne font pas partie de la structure principale du pont, mais qui l'équipent pour d'autres raisons, tels les glissières, parapets, échelles et trappes de visite

1.5 Symboles

(1) Outre ceux donnés dans l'ENV 1993-1-1, les symboles suivants sont utilisés dans la présente Partie 2 de l'ENV 1993 :

1.5.1 Lettres latines majuscules

<i>C</i>	Rigidité
<i>D</i>	Diamètre
<i>K</i>	Facteur
<i>N</i>	Nombre de ...
<i>P</i>	Composante parallèle d'une force appliquée
<i>T</i>	Perpendiculaire
<i>T</i>	Force de traction
<i>U</i>	Température d'un élément
<i>Z</i>	Pourcentage de réduction d'une aire

1.5.2 Lettres grecques majuscules

θ	Moment d'inertie de torsion
----------	-----------------------------

1.5.3 Lettres latines minuscules

<i>f</i>	Distance
<i>k</i>	Nombre de ...
<i>m</i>	Facteur
<i>m</i>	Masse
<i>n</i>	Proportion de circulation avec croisement sur le pont
<i>t</i>	Temps

w Largeur
 y Déplacement latéral

1.5.4 Lettres grecques minuscules

η Coefficient
 λ Coefficient de dommage équivalent
 ν Taux de déformation
 ϕ Facteur

1.5.5 Indices

amp Amplitude
c Compression
crit Critique
f Solidité
fs Glissement total
g Général
gen Généralisé
glo Global
H Suspente
Ld Durée de vie de calcul
loc Local
m Moyen
ns Sans glissement
Obs Observé
P Primaire
QT Pièce de pont
r Anneau
r Rayonnement
s Secondaire
St Montant
w Poids

1.5 C Certains symboles seront amenés à évoluer dans la version EN.
--

2 Bases de calcul

2.1 Généralités

(1)P Le calcul des ponts métalliques doit être effectué conformément aux principes généraux de calcul des ouvrages de génie civil donnés dans l'ENV 1991 et dans la Section 2 de l'ENV 1993-1-1.

(2)P Les règles supplémentaires pour les ponts données dans la présente Section 2 doivent également être appliquées.

(3)P Les hypothèses données dans l'ENV 1991 sont également applicables au calcul des ponts métalliques.

2.2 Exigences

2.2.1 Exigences fondamentales

(1)P Le calcul des ponts doit inclure la vérification à la fatigue lorsque des applications de charges répétitives se produisent.

2.2.2 Fiabilité

(1)P La fiabilité exigée pour les ponts doit être obtenue en réalisant l'exécution conformément à l'ENV 1090-5 ainsi qu'en effectuant le calcul conformément à l'ENV 1991 et à l'ENV 1993.

(2)P Un niveau différent de fiabilité doit être adopté pour la fatigue selon les conséquences d'une rupture.

(3) Pour la durabilité, voir 2.2.5.

2.2.3 Situations de projet

(1)P Les situations de projet pour les conditions de montage spécifiées dans l'ENV 1991-2-6 ainsi que les situations accidentelles de calcul spécifiées dans l'ENV 1991-2-7 doivent également être prises en compte.

2.2.4 Durée de vie de calcul

(1)P La durée de vie de calcul doit être considérée comme la période pendant laquelle un pont doit servir à l'utilisation à laquelle il est destiné, avec l'entretien prévu mais sans nécessité de réparations majeures.

(2)P La durée de vie prévue d'un pont permanent doit être prise égale à **100** ans, sauf spécification contraire.

(3)P Pour les ponts temporaires, la durée de vie prévue doit être définie par l'autorité compétente.

(4) Pour les éléments structuraux qui ne peuvent être calculés pour la totalité de la durée de vie de calcul d'un pont, voir 2.2.5.

2.2.5 Durabilité

(1)P Afin de garantir la durabilité, les ponts et leurs composants doivent être soit calculés pour les dégradations, la fatigue et les actions accidentelles prévisibles au cours de la durée de vie prévue, soit protégés contre elles.

(2)P Les parties de la structure d'un pont auxquelles sont assemblés des glissières ou des parapets doivent être calculées pour garantir que des déformations plastiques des glissières ou des parapets peuvent se produire sans endommager la structure.

(3) Les éléments qui ne peuvent être calculés avec une fiabilité suffisante pour résister pendant la totalité de la durée de vie prévue du pont doivent en règle générale pouvoir être remplacés. Il peut s'agir d'éléments tels que :

- protection anti-corrosion ;
- tirants, câbles, suspentes ;
- appareils d'appui ;
- joints de dilatation ;
- dispositifs de drainage ;
- glissières, parapets ;
- revêtement d'asphalte et autres protections de surface ;
- protections anti-vent ;
- barrières anti-bruit.

(4) Lorsqu'un pont comprend des éléments qui doivent pouvoir être remplacés, la possibilité d'un remplacement offrant toute garantie de sécurité doit être vérifiée en tant que situation de projet de courte durée, en tenant compte (dans la mesure du possible) de la nécessité de limiter l'interruption d'exploitation du pont et la restriction de la circulation.

2.2.6 Assurance de qualité

(1)P Les mesures concernant l'assurance de qualité doivent être conformes aux spécifications de l'autorité compétente, voir ENV 1991-1.

2.2.7 Robustesse et intégrité de la structure

(1) Il convient de concevoir les ponts pour qu'ils tolèrent les dommages.

(2) Il y a lieu de faire en sorte que, lorsqu'il se produit un dommage résultant d'actions accidentelles, le reste de la structure puisse résister au moins à la combinaison de charges accidentelle, voir annexe A 2.5(1).

(2) A (2) reste valable, la référence à A.2.5.(1) est supprimée, l'annexe A étant invalidée.

(3) Il convient de traiter les effets de la détérioration des matériaux, de la corrosion ou de la fatigue par un choix approprié des matériaux ou par une redondance de la structure et par un système de protection anti-corrosion.

(3) I Il convient de traiter les effets de la détérioration des matériaux, par une conception adaptée de la structure et par un système de protection anti-corrosion. La vérification à la fatigue tiendra compte du degré de redondance de la structure.

(4) Afin de garantir une intégrité suffisante, il convient de prévoir l'inspection et l'entretien à intervalles appropriés, selon les spécifications de l'autorité compétente.

(5) Afin de garantir l'accessibilité pour l'entretien et le contrôle, il y a lieu de satisfaire les exigences données dans la section 4.

2.2.7 A Suppression et remplacement des câbles

(1) Les câbles exposés à des détériorations (provoquées, par exemple, par des impacts de véhicules, la fatigue, la corrosion, ou un acte de sabotage) doivent être conçus pour pouvoir être remplacés. Sauf mention contraire dans le cahier des charges du projet pour des raisons fonctionnelles, et sous réserve de l'accord de l'autorité compétente, le pont doit être calculé pour pouvoir continuer à assurer la fonction pour laquelle il a été prévu pendant le remplacement de l'un quelconque des câbles.

(2) Le pont doit être calculé pour résister aux efforts provoqués par la suppression soudaine d'un ou plusieurs câbles dans les limites spécifiées dans (5) ci-après, en prenant en compte les contraintes dynamiques résultantes.

(3) Il convient de traiter la condition de charge spécifiée dans (2) comme une situation de projet post-accidentelle, avec les coefficients Ψ_1 pour les combinaisons de charges fréquentes, $\gamma_{GA} = 1,0$ et $A_d = 0$.

(4) En l'absence d'une analyse plus précise, l'effet dynamique de la suppression soudaine d'un ou plusieurs câbles comme spécifié dans (2) peut être pris en compte en toute sécurité par la procédure suivante :

- Détermination des effets de calcul $E_{d,1}$ sous les actions spécifiées en (3) avec tous les câbles intacts ;
- Détermination des effets de calcul $E_{d,2}$ sous les mêmes actions avec suppression du (ou des) câble(s) concerné(s) ;
- Estimation des effets de calcul totaux (statiques et dynamiques) E_d résultant de la suppression soudaine du ou des câble(s) au moyen de :

$$E_d = 2E_{d,2} - E_{d,1}$$

(5) Pour les besoins de l'analyse exigée par (2), le nombre maximal de câbles est spécifié par le marché.

(6) Lorsque ceci est spécifié dans le cahier des charges du projet, ou exigé par l'autorité compétente, les conséquences de la rupture ou la diminution de résistance d'un ou plusieurs câble(s) provoquées par un incendie doivent être prises en compte.

(7) Le marché doit spécifier les conditions d'exploitation, les combinaisons d'action, la durée du chantier.

2.3 États limites

2.3.1 Équilibre statique

(1)P Lorsque les résultats d'une vérification sont susceptibles d'être très sensibles aux variations de la magnitude d'une action permanente selon la position sur la structure, les parties favorables et défavorables de cette action doivent être considérées comme des actions individuelles. Dans le calcul des ponts, cela doit être appliqué en particulier à la vérification de l'équilibre statique et à la vérification des ancrages afin de prévenir tout soulèvement sur appui.

NOTE L'annexe B donne des informations sur la vérification du non-soulèvement sur appui.

(1)P C Le statut de l'annexe B est modifié dans l'attente des normes produits ou Agréments Techniques Européens concernant les appareils d'appuis (voir l'amendement en début de l'annexe B).

2.3.2 Coefficients partiels pour les actions

(1) Il convient de se reporter à l'ENV 1991-3 et à l'ENV 1991 2-6 pour les coefficients partiels pour les états limites ultimes dans les situations de projet durables, transitoires et accidentelles.

(2) La précontrainte appliquée par déformations (par exemple la précontrainte des câbles des ponts haubanés, ou la dénivellation d'appuis) peut être représentée par sa valeur nominale. Il convient de l'inclure dans l'action permanente G_k , et elle ne nécessite pas un traitement séparé, sauf l'application d'un coefficient partiel $\gamma_p = 1,0$ à la précontrainte pendant le montage du pont.

(2) I La précontrainte appliquée par déformations (par exemple la dénivellation d'appuis) peut être représentée par sa valeur nominale. Il convient de l'inclure dans l'action permanente G_k , et elle ne nécessite pas un traitement séparé, sauf l'application d'un coefficient partiel $\gamma_p = 1,0$ à la précontrainte pendant le montage du pont.

Pour la précontrainte réalisée au moyen d'acier de précontrainte adhérent, voir l'ENV 1992-2:1996.

Pour la précontrainte appliquée par dénivellation d'appui, il convient d'utiliser le coefficient partiel $\gamma_p = 1,0$ pour les états limites ultimes.

2.3.3 Facteurs de combinaison

(1) Il convient de se reporter à l'ENV 1991-3 pour les valeurs des facteurs de combinaison ψ pour les ponts.

2.3.4 États limites de service

(1)P La combinaison de charges fréquente peut être utilisée pour les états limites de service réversibles, mais pour les états limites de service irréversibles, la combinaison de charges caractéristique (rare) doit être utilisée.

2.4 Actions

2.4.1 Valeurs caractéristiques des actions

(1)P Les valeurs caractéristiques des actions F_k pour le calcul des ponts qui ne sont pas spécifiées dans la partie appropriée de l'ENV 1991 doivent être spécifiées par l'autorité compétente.

(2) Il convient de considérer les effets des tassements absolus et différentiels prévus comme des estimations au mieux de déformations imposées.

(3)P Les actions à prendre en compte dans les différentes étapes de montage doivent être prises dans l'ENV 1991-2-6.

2.4.2 Autres valeurs représentatives

(1)P Outre les valeurs représentatives des actions variables mentionnées dans l'ENV 1991-1, la valeur rare $\psi'_1 Q_k$ doit être prise en compte lorsque cela est spécifié.

3 Matériaux

3.1 Généralités

(1)P Sauf mention contraire, les dispositions de la Section 3 doivent être respectées, et remplacent la Section 3 de l'ENV 1993-1-1.

(2)P Les caractéristiques des matériaux données dans cette Section 3 doivent être traitées comme des valeurs nominales et adoptées comme valeurs caractéristiques dans les calculs.

(3) Sauf spécification contraire de l'autorité compétente, il convient que le dossier de contrôle conforme à 3.1.6 de l'EN 10209 contienne les certificats d'essais des matériaux.

3.2 Acier de construction

3.2.1 Objet

(1)P La présente Partie 2 de l'ENV 1993 couvre le calcul des ponts fabriqués à partir d'aciers conformes aux nuances d'acier figurant dans le tableau 3.1.

(2)P D'autres aciers ne doivent pas être utilisés, sauf agrément de l'autorité compétente.

3.2.2 Caractéristiques des matériaux

(1)P Les valeurs nominales de la limite élastique f_y et de la résistance ultime f_u pour l'acier de construction doivent être prises dans le tableau 3.1.

(2) Comme alternative à (1)P, les valeurs spécifiées dans les EN 10025, EN 10113, EN 10137, EN 10210, EN 10219 et EN 10155 pour une gamme d'épaisseurs plus étendue peuvent être utilisées.

3.2.3 Analyse globale plastique (situations de calcul accidentelles uniquement)

(1) L'analyse globale plastique peut être utilisée pour les situations de calcul accidentelles si l'acier satisfait les exigences supplémentaires suivantes :

— sauf spécification contraire, le rapport de la résistance à la rupture en traction minimale prescrite f_u et de la limite d'élasticité minimale prescrite f_y satisfait la relation :

$$f_u / f_y \geq \boxed{1,10}$$

— l'allongement à la rupture sur une longueur-étalon de $5,65 \sqrt{A_0}$ (où A_0 représente l'aire de section transversale originale) n'excède pas 15 % ;

— la déformation ultime ε_u est d'au moins 15 fois la déformation élastique ε_y .

NOTE Pour les essais, voir l'EURONORM 18.

(2) Les nuances d'acier mentionnées dans le tableau 3.1 peuvent être acceptées comme satisfaisant ces exigences.

3.2.4 Ténacité

(1)P Le matériau doit posséder une ténacité suffisante pour éviter la rupture fragile à la température de service minimale susceptible d'être observée au cours de la durée de vie prévue de la structure.

(1) C On rappelle que le fascicule 66 du CCTG pour les marchés publics et le livret 2.32 de la SNCF pour les marchés de la SNCF s'appliquent en ce qui concerne le choix des qualités d'acier, en complément des présentes dispositions.

(2) Il convient d'indiquer dans le cahier des charges du projet la température de service minimale à adopter dans le calcul.

(2) C Ces valeurs seront indiquées dans l'EN 1991-2-5 une fois celle-ci achevée. Elles seront de -20 °C ou -30 °C selon la situation en France. Dans le tableau 3.2, cette température est désignée par U.

(3) Aucune vérification supplémentaire vis-à-vis de la rupture fragile n'est nécessaire si les conditions exposées dans le tableau 3.2 sont remplies.

NOTE Les valeurs figurant dans le tableau 3.2 résultent de l'application de l'annexe C.

(3) A À défaut d'une prise en compte précise du niveau de traction, on appliquera ce qui suit.

Pour les pièces tendues dont la classe de résistance à la fatigue est supérieure à 100 N/mm^2 , les justifications à la fatigue doivent être effectuées en abaissant la classe à 100 N/mm^2 .

Pour les pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches longitudinales, lorsque la classe de fatigue est supérieure à 56 N/mm^2 , les justifications à la fatigue au niveau de l'attache longitudinale doivent être effectuées en abaissant la classe à une valeur égale (ou inférieure) à 56 N/mm^2 . Pour de telles pièces le tableau 3.2 (a2) est applicable pour le cas de la classe 50 N/mm^2 et le cas de la classe 56 N/mm^2 .

Pour les pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches transversales, le tableau 3.2 n'est pas applicable. Pour de telles pièces, il est remplacé par le tableau 3.2 (a3), qui donne l'épaisseur limite utilisable en fonction de la classe de fatigue utilisée pour la vérification à la fatigue.

Les tableaux 3.2(a2) et 3.2(a3) ont été établis avec l'hypothèse d'une contrainte de 60 % de f_y en traction pour la combinaison fréquente des ELS. L'annexe C permet de traiter d'autres situations.

Pour les autres détails des pièces tendues, le tableau 3.2 peut être utilisé pour déterminer l'épaisseur limite admissible.

Le tableau s'applique également aux pièces particulières réalisées à partir de tôles (oreilles d'attaches...). de plus, on utilisera pour réaliser ces pièces un acier dont l'énergie de rupture sera d'au moins 27 J à -20 °C .

L'emploi de l'annexe C doit être réservée à des cas très particuliers et les calculs devront alors être confiés à un bureau spécialisé ayant de bonnes références pour les calculs de la mécanique de la rupture.

Tableau 3.2 (a2) — Épaisseurs-limites des pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches longitudinales

	$\Delta\sigma_c = 50\text{ N/mm}^2$		$\Delta\sigma_c = 56\text{ N/mm}^2$	
	-20 °C	-30 °C	-20 °C	-30 °C
NF EN 10113	Épaisseurs limites (mm)			
S355 N/M	140	120	110	80
S355 NL/ML	> 150	> 150	130	110
S420 N/M	> 100	90	80	70
S420 NL/ML	> 100	> 100	> 100	95
S460 N/M	> 80	> 80	75	60
S460 NL/ML	> 80	> 80	> 80	> 80

Tableau 3.2 (a3) — Épaisseurs-limites des pièces tendues sur lesquelles sont soudées des attaches transversales

	$\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$		$\Delta\sigma_c = 80 \text{ N/mm}^2$	
	- 20 °C	- 30 °C	- 20 °C	- 30 °C
NF EN 10113	Épaisseurs limites (mm)			
S355 N/M	120	100	70	60
S355 NL/ML	> 150	150	90	80
S420 N/M	100	80	60	50
S420 NL/ML	> 100	> 100	80	70
S 460 N/M	> 80	> 80	50	40
S 460 NL/ML	> 80	> 80	70	60

Tableau 3.1a — Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y et de résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier de construction laminé à chaud

Norme et nuance d'acier	Épaisseur t mm			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	
	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
EN 10025				
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
EN 10113				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	540	390	520
S 460 N/NL	460	570	430	550
S 275 M/ML	275	380	255 ¹⁾	360 ¹⁾
S 355 M/ML	355	470	335 ¹⁾	450 ¹⁾
S 420 M/ML	420	520	390 ¹⁾	500 ¹⁾
S 460 M/ML	460	550	430 ¹⁾	530 ¹⁾
EN 10137				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
EN 10155				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

1) Pour les produits plats : $40 \text{ mm} < t \leq 63 \text{ mm}$ uniquement.

Tableau 3.1b — Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y et de résistance à la rupture en traction f_u pour les profils creux de construction

Norme et nuance d'acier	Épaisseur t mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 65$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10210				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	380	255	370
S 355 NH/NLH	355	480	335	470
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	450		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

I On se reportera aux normes de produits pour les valeurs nominales de f_y et f_u .

(5) Sauf spécification contraire, les aciers mentionnés dans le tableau 3.1 peuvent également être utilisés pour les ponts ferroviaires.

3.2.5 Qualité dans le sens de l'épaisseur des tôles d'acier

(1) Il convient d'utiliser des tôles possédant des caractéristiques dans le sens de l'épaisseur améliorées selon l'EN 10164 lorsque cela est nécessaire.

NOTE L'annexe D contient des directives concernant le choix d'une qualité dans le sens de l'épaisseur.

(1) C Le choix d'une qualité Z ne dispense pas des contrôles de compacité appropriés.

Tableau 3.2 — Épaisseurs limites d'acier pour les pièces tendues

Tableau 3.2 — I Tableau 3.2 : Épaisseurs limites d'acier.

(a) Produits longs et produits plats selon les EN 10025, 10113, 10137, 10155 :

Nuance dans l'EN				U = 0°	- 10 °C	- 20 °C	- 30 °C	- 40 °C	- 50 °C
10025	10113 ¹⁾	10137	10155 ²⁾	Épaisseur limite (mm)					
S235J0			S235J0W	100	85	75	60	55	45
S235J2			S235J2W	140	120	100	85	75	60
S275J0				90	80	65	55	50	40
S275J2				130	110	90	80	65	55
	S275-N/M			150	130	110	90	80	65
	S275-NL/ML			200	170	150	130	110	90
S355J0			S355J0W	80	65	55	45	40	30
S355J2			S355J2W	110	90	80	65	55	45
S355K2			S355K2W	130	110	90	80	65	55
	S355N/M			130	110	90	80	65	55
	S355NL/ML			175	150	130	110	90	80
	S420N/M			115	95	80	70	55	45
	S420NL/ML			155	135	115	95	80	70
	S460N/M			105	90	75	60	50	40
	S460NL/ML			150	125	105	90	75	60
		S460Q		90	75	60	50	40	35
		S460QL		125	105	90	75	60	50
		S460QL1		170	150	125	105	90	75

NOTES :

1) Les épaisseurs données dans l'EN 10113 sont pour les aciers spécifiés dans la Partie 2 (nuances 'N') et pour les produits longs spécifiés dans la Partie 3 (nuances 'M'). Pour les produits plats en nuances 'M' l'épaisseur maximale est limitée à 63 mm au plus.

2) Pour tous les aciers spécifiés dans l'EN 10155, l'épaisseur est limitée à un maximum de 100 mm.

Tableau 3.2 — C Rappel : Ce tableau est amendé dans 3.2.4 (3).

(b) Pour les profils creux selon l'EN 10210 et l'EN 10219 :

Nuance dans l'EN	U = 0°	- 10 °C	- 20 °C	- 30 °C	- 40 °C	- 50 °C
10210 ¹⁾	Épaisseur limite (mm)					
S275J0H	90	80	65	55	50	40
S275J2H	130	110	90	80	65	55
S275NH	150	130	110	90	80	65
S275NLH	200	170	150	130	110	90
S355J0H	80	65	55	45	40	30
S355J2H	110	90	80	65	55	45
S355NH	130	110	90	80	65	55
S355NLH	175	150	130	110	90	80
S460NH	105	90	75	60	50	40
S460NLH	150	125	105	90	75	60
10219 ²⁾						
S275J0H	90	80	65	55	50	40
S275J2H	130	110	90	80	65	55
S275NH	150	130	110	90	80	65
S275NLH	200	170	150	130	110	90
S275MH	150	130	110	90	80	65
S275MLH	200	170	150	130	110	90
S355J0H	80	65	55	45	40	30
S355J2H	110	90	80	65	55	45
S355NH	130	110	90	80	65	55
S355NLH	175	150	130	110	90	80
S355MH	130	110	90	80	65	55
S355MLH	175	150	130	110	90	80
S420MH	115	95	80	70	55	45
S420MLH	155	135	115	95	80	70
S460NH	105	90	75	60	50	40
S460NLH	150	125	105	90	75	60
S460MH	105	90	75	60	50	40
S460MLH	150	125	105	90	75	60

NOTES :

1) Pour tous les aciers spécifiés dans l'EN 10210, l'épaisseur est limitée à un maximum de 65 mm.

2) Pour tous les aciers spécifiés dans l'EN 10219, l'épaisseur est limitée à un maximum de 40 mm.

NOTE Les valeurs numériques des épaisseurs du tableau 3.2 ont été calculées d'après la procédure figurant dans l'annexe C sur la base de diverses hypothèses de sécurité. Ces valeurs peuvent être considérées comme étant des valeurs encadrées.

3.2.6 Tolérances

(1)P Les tolérances de dimensions et de masse des profils en acier laminés et des profils creux de construction doivent être conformes aux dispositions fixées par la norme de produit concernée.

(2) Sauf mention contraire, il convient que les tolérances concernant les tôles, plats et larges plats soient conformes aux dispositions fixées par la norme de produit concernée mentionnée dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 — Tolérances pour les tôles, plats et larges plats

Type de produit plat	Norme de produit	Classe de tolérance
Tôles	EN 10029 EN 10051	Classe A Catégorie A
Plats	Euronorm 58	—
Larges plats	Euronorm 91	Classe I

(3) Pour les directives concernant les conditions de surface, voir l'ENV 1090, Partie 5.

(3) I Dans l'attente de la parution de l'ENV 1090-5, on se reportera aux normes françaises correspondantes.

3.2.7 Valeurs de calcul des coefficients de matériaux

(1) Pour les valeurs de calcul des coefficients de matériaux, voir l'ENV 1993-1-1.

3.3 Moyens d'assemblage

Pour les moyens d'assemblage, voir l'ENV 1993-1-1.

3.3 C Voir le chapitre 6 du présent Eurocode 3-2 pour le choix des moyens d'assemblage.

3.4 Câbles

(1) Pour les câbles, il convient de se reporter à l'annexe A.

(1) I Les câbles ne sont pas considérés dans ce DAN, dans l'attente de l'EN 1993-1-11. L'annexe A est invalidée.

3.5 Appuis

(1)P Sauf spécification contraire, les appuis doivent être conformes aux dispositions de la prEN 1337.

(2)P Le type d'appuis doit être homologué par l'autorité compétente.

3.5 C Le statut de l'annexe B (appareils d'appui) est modifié, voir l'amendement en début de l'annexe B. Des normes produits concernant les appareils d'appui sont en préparation au CEN/TC 167.

3.6 Divers

(1) Il convient que les joints de dilatation, les glissières, parapets et autres éléments accessoires en satisfassent les exigences de l'autorité compétente.

(2) Il convient que le système de revêtement de surface du tablier du pont, les produits utilisés et la méthode de mise en œuvre fassent l'objet d'une homologation de l'autorité compétente.

NOTE Les annexes B et E donnent des informations sur le traitement des actions thermiques résultant de l'application de systèmes de revêtement de surface.

4 États limites de service

4.1 Bases

(1)P Les dispositions énoncées dans cette Section 4 annulent et remplacent celles données, selon le cas, dans la Section 4 de l'ENV 1993-1-1.

(2)P Un pont doit être calculé et construit de telle sorte que tous les états limites de service appropriés soient vérifiés.

(3) En règle générale, il convient de prendre en compte les exigences de service suivantes :

a) restriction au comportement élastique afin de limiter :

- une plastification excessive, voir 4.3(1) ;
- les écarts par rapport à la géométrie prévue dus aux déplacements résiduels, voir 4.3(1) ;
- les déformations excessives, voir 4.3(4) ;

b) limitation des flèches et courbures afin de prévenir :

- les impacts dynamiques indésirables dus à la circulation (ainsi que les flèches-limites en liaison avec les fréquences propres), voir 4.7 et 4.8 ;
- le non-respect des gabarits nécessaires, voir 4.5 ou 4.6 ;
- la fissuration des revêtements de surface, voir 4.8 ;
- la détérioration des systèmes de drainage, voir 4.12 ;

c) limitation des fréquences propres, voir 4.8 et 4.9, afin :

- d'éliminer les vibrations dues à la circulation ou au vent, lorsqu'elles sont inacceptables pour les piétons ou les passagers des véhicules utilisant le pont ;
- de limiter les endommagements par la fatigue résultant de phénomènes de résonance ;
- de limiter l'émission de bruit excessive ;

d) restriction de l'élanement des tôles afin de limiter, voir 4.4 :

- un ridage excessif des tôles ;
- la respiration des tôles (également par rapport à la fatigue) ;
- une réduction de la rigidité due au flambement des tôles, qui peut entraîner une augmentation des flèches, voir ENV 1993-1-5 ;

e) obtention d'une durabilité suffisante par une conception appropriée des détails afin de limiter la corrosion et l'usure excessive, voir 4.11 ;

f) facilité d'entretien et de réparation, voir 4.11 :

- accessibilité des pièces de la structure permettant l'entretien, le contrôle et la réparation (de la protection anti-corrosion et du revêtement d'asphalte, par exemple) ;
- remplacement des appuis, ancrages, câbles individuels, joints de dilatation, et autres, qui peuvent posséder une durée de vie limitée, avec une interruption minimale de l'exploitation de la structure.

NOTE Parmi ces exigences de service, certaines concernent tous les types de ponts, mais d'autres ne concernent que des types particuliers, comme les ponts routiers, les ponts ferroviaires ou les ponts piétonniers.

(4) Normalement, les aspects concernant le service peuvent être traités dans la conception du pont, ou par des dispositions constructives appropriées. Toutefois, selon les cas, les états limites de service peuvent être vérifiés par le calcul.

(5) Sauf dans le cas où d'autres limites de service sont spécifiées par l'autorité compétente, il convient d'appliquer les recommandations données dans 4.2 à 4.12.

4.2 Modèles de calcul

(1) Il convient de déterminer les flèches par l'analyse élastique linéaire, en utilisant les caractéristiques de sections transversales brutes avec les largeurs efficaces selon l'ENV 1993-1-5, 2.1.

(1) C Voir en particulier les commentaires du DAN de l'ENV 1993-1-5, paragraphe 2.1.

(2) Lors de la modélisation de la répartition de la rigidité et du poids permanent d'un pont, il convient de tenir compte de la répartition non uniforme due aux modifications d'épaisseur, renforts et autres.

(3) Il convient de déterminer les contraintes résultantes aux états limites de service à partir d'une analyse élastique linéaire, en utilisant les caractéristiques de sections transversales brutes comme indiqué dans l'ENV 1993-1-5, les contraintes étant ensuite calculées au moyen des caractéristiques de sections transversales efficaces, en tenant compte du traînage de cisaillement.

(3) A Il convient de tenir compte du traînage de cisaillement, aux états limites de service :

— selon l'ENV 1993-1-5 : paragraphe 2.1 pour l'analyse globale ;

— selon l'ENV 1993-1-5 : paragraphe 2.2.4 (1) pour calculer les contraintes dans les sections.

(4) On peut utiliser des modèles de calcul simplifiés pour le calcul des contraintes, à condition que les effets de la simplification soient dans le sens de la sécurité.

4.3 Limites pour les contraintes

(1) Il convient de limiter comme suit les contraintes nominales s'exerçant dans tous les éléments du pont sous l'effet des combinaisons de charges caractéristiques (rares) $\sigma_{Ed,ser}$ et $\tau_{Ed,ser}$, calculées en prenant en compte, le cas échéant, les effets du traînage de cisaillement dans les semelles larges et les effets secondaires induits par les déplacements (par exemple les moments secondaires dans les poutres à treillis) :

(1) C Voir le commentaire de 4.2 (3).

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}}$$
$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3(\tau_{Ed,ser})^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

NOTE Le cas échéant, il convient de tenir compte des contraintes σ_z résultant des charges transversales, voir ENV 1993-1-5, 2.2.4.

(2) Le coefficient partiel pour les états limites de service peut être pris égal à :

$$\gamma_{M,ser} = 1,0$$

(3) Les zones locales de plastification (par exemple au sommet d'une cloque de voilement dans une tôle) peuvent être acceptées, sauf dans le cas où elles sont exclues par d'autres dispositions de cette Prénorme.

(4) Il convient de limiter l'étendue de contraintes nominales Δ_{fre} , résultant des valeurs représentatives des charges variables spécifiées pour la combinaison de charges fréquente, à $1,5 f_y / \gamma_{M,ser}$.

(5) Pour les assemblages boulonnés non précontraints soumis à un cisaillement, il convient de limiter les efforts s'exerçant dans les boulons, sous l'effet de la combinaison de charges caractéristique (rare), à :

$$F_{bRd,ser} \leq 0,7 F_{b,Rd}$$

où $F_{b,Rd}$ représente la résistance à la pression diamétrale pour les vérifications aux états limites ultimes.

(6) Pour les assemblages boulonnés précontraints résistant au glissement de catégorie B (résistant au glissement dans les conditions de service, voir 6.4.7), l'évaluation pour les conditions de service doit être effectuée en utilisant la combinaison de charges caractéristique (rare).

4.4 Limite de respiration d'âme

- (1) Il convient de limiter l'élancement des âmes raidies ou non raidies afin d'éviter une respiration excessive qui risquerait d'entraîner une fatigue au niveau ou à proximité du joint âme-semelle.
- (2) Sauf si l'on utilise une méthode de calcul plus précise, on peut suivre la procédure simplifiée donnée dans (3) à (6).
- (3) Il convient de calculer les contraintes $\sigma_{x,Ed,ser}$ et $\tau_{Ed,ser}$ s'exerçant dans un panneau d'âme, voir Figure 4.1, en utilisant la combinaison de charges fréquente.

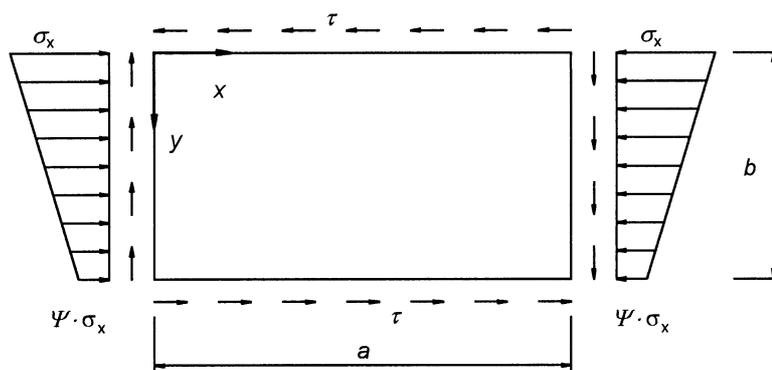


Figure 4.1 — État des contraintes pour un panneau

- (4) Si l'une quelconque de ces contraintes varie sur la longueur du panneau, il convient de prendre la valeur de calcul égale au maximum des valeurs suivantes :
 - la plus grande des valeurs à une distance égale à la plus petite des distances $a/2$ ou $b/2$ mesurée depuis un bord transversal, où a représente la dimension longitudinale du panneau et b la dimension transversale ;
 - la moitié de la valeur maximale observée dans la longueur du panneau.
- (5) Pour un panneau secondaire, il convient d'utiliser les dimensions $a_{i,k}$ et $b_{i,k}$ au lieu de a et b .

(5) C Dans un panneau raidi longitudinalement, il convient de vérifier le panneau et les panneaux secondaires adjacents aux semelles.

- (6) Le critère suivant devrait être satisfait :

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

(6) I La formule ci-dessus est invalidée et remplacée par :

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(1,1 \frac{\tau_{Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

avec :

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_p}\right)^2 \approx \frac{189800}{(b_p/t)^2} \quad [\text{N/mm}^2]$$

où k_{τ} et k_{σ} sont donnés comme suit :

- pour les âmes non raidies :
 - k_{σ} est donnée dans le tableau 5.3.2 de l'ENV 1993-1-1 ;
 - k_{τ} est donnée en 5.6.3(3) de l'ENV 1993-1-1 ;
- pour les âmes raidies : voir l'ENV 1993-1-5 ;

et b_p est la plus petite des valeurs a et b .

(6) I Pour l'application de la formule ci-dessus, il convient de prendre $b_p = b$. Les valeurs de k_{σ} et k_{τ} peuvent être trouvées dans la littérature, de manière plus précise dans certains cas (en fonction de a/b) que dans les tableaux de l'ENV 1993-1-1.

(6) C Les raidisseurs d'âme longitudinaux discontinus au voisinage des raidisseurs transversaux peuvent être pris en compte dans le calcul de k_{σ} et k_{τ} .

4.5 Limites pour les dimensions des gabarits

(1)P Les gabarits doivent être préservés sans aucun empiètement d'une partie quelconque de la structure sous les effets de la combinaison de charges caractéristique (rare).

4.6 Limites pour l'impression visuelle

- (1) Afin d'éviter une impression visuelle d'affaissement, il convient de requérir à une contreflèche.
- (2) Lors du calcul de la contreflèche, il convient de considérer les effets du glissement et de la déformation de cisaillement dans les assemblages rivetés ou boulonnés.
- (3) Pour les assemblages comportant des rivets ou des boulons calibrés, il convient de prendre pour hypothèse un glissement de la fixation égal à 0,2 mm. Pour les boulons précontraints, aucun glissement n'est à prendre en compte.

4.7 Exigences de comportement pour les ponts ferroviaires

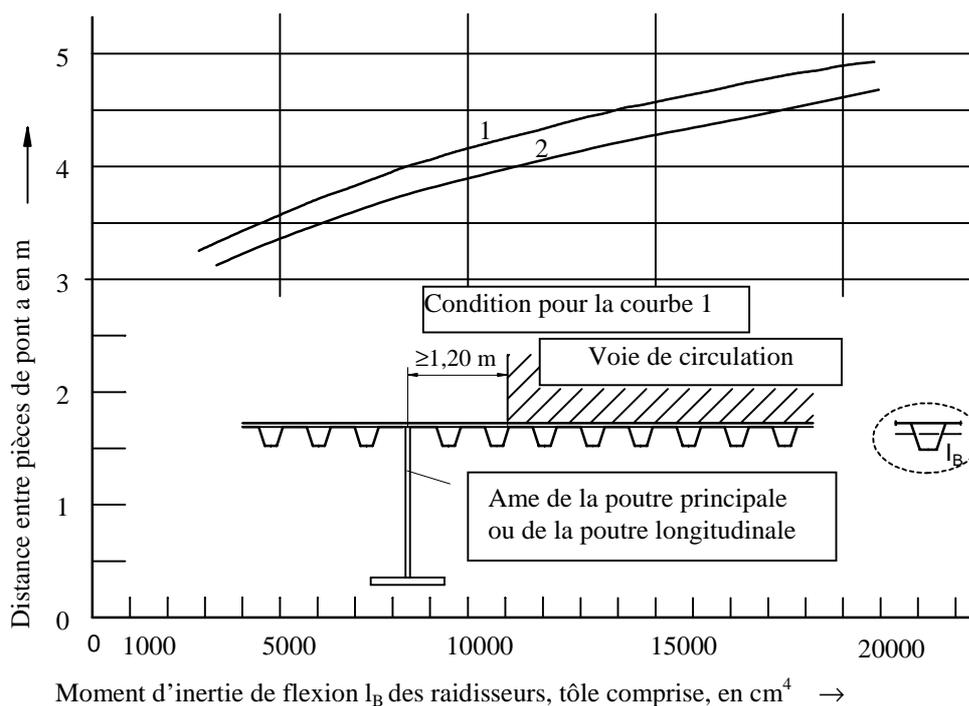
- (1) Des critères spécifiques pour les déformations et les vibrations dans le cas de ponts ferroviaires peuvent être pris dans l'annexe G de l'ENV 1991-3.
- (2) Les exigences concernant la limitation d'éventuelles émissions de bruit sont, en règle générale, données par le cahier des charges du projet.

4.8 Exigences de comportement pour les ponts routiers

4.8.1 Généralités

- (1) Il convient d'éviter les déformations excessives si celles-ci risquent :
 - de mettre en danger la circulation lorsque la surface est verglacée ;
 - d'affecter la charge dynamique s'exerçant sur le pont ;
 - d'affecter le comportement dynamique en entraînant un désagrément pour les usagers ;
 - d'entraîner la fissuration des revêtements d'asphalte ;
 - de gêner une bonne évacuation des eaux du tablier du pont.

- (2) Il convient de calculer les déformations en utilisant la combinaison de charges fréquente.
- (3) Afin de réduire les déformations des revêtements routiers en asphalte sur les tabliers de ponts, il convient d'étudier la rigidité relative des raidisseurs ou des raidisseurs adjacents. Sauf spécification contraire, il convient que la rigidité minimale des raidisseurs soit conforme aux indications de la Figure 4.2.
- (4) Il convient de limiter les fréquences naturelles et les flèches de la structure du pont afin d'éviter de provoquer l'inconfort des usagers. Le cas échéant, les critères de limitation doivent figurer dans le cahier des charges du projet.



NOTES :

- 1) La courbe 1 s'applique à tous les augets ou raidisseurs qui ne sont pas couverts par le 2).
- 2) La courbe 2 s'applique aux augets ou raidisseurs qui sont situés sous la voie la plus lourdement chargée, à moins de 1,2 m de la poutre maîtresse.
- 3) Cette figure s'applique à tous les types de raidisseurs.

C NOTES : La largeur de platelage à associer aux raidisseurs pour le calcul de I_B peut être prise égale à l'entraxe des raidisseurs.

Figure 4.2 — Rigidité minimale des raidisseurs

4.8.2 Limitations des flèches afin d'éviter les impacts excessifs dus à la circulation

(1) Il convient de concevoir la chaussée de telle sorte qu'elle montre un comportement uniforme sur la longueur, sans brusque modification de rigidité ou d'irrégularité de surface pouvant provoquer des impacts. Il convient d'exclure les changements soudains de pente du tablier et les différences de niveaux sur les joints de dilatation. Il y a lieu de calculer les pièces de pont de telle sorte que les flèches n'excèdent pas :

- la flèche limite spécifiée pour le bon fonctionnement des joints de dilatation ;
- 5 mm sous charges fréquentes.

NOTE L'annexe E donne des informations sur la flèche limite pour les joints de dilatation.

(2) Lorsque la structure du tablier est supportée de façon irrégulière (par exemple par des contreventements supplémentaires au niveau des piles intermédiaires), il convient que la zone de tablier adjacente à ces supports de tablier supplémentaires soit calculée pour les coefficients d'impact majorés donnés dans l'ENV 1991-3 pour la zone située à proximité de joints de dilatation.

4.8.3 Effets de résonance

(1) Il convient de prendre en compte la résonance mécanique le cas échéant. Lorsque des éléments de contreventement légers, des haubans ou éléments similaires, présentent des fréquences naturelles proches de la fréquence d'une excitation mécanique quelconque (par exemple le passage régulier de véhicules sur les joints de tablier), il convient d'étudier l'amortissement artificiel de ces éléments (par exemple au moyen d'amortisseurs d'oscillation).

NOTE L'annexe E donne des informations sur les éléments supportant des joints de dilatation.

4.9 Exigences de comportement pour les ponts piétonniers

(1) Pour les passerelles et les ponts à piste cyclable, il convient d'éviter les vibrations pouvant entraîner l'inconfort des usagers, par le calcul ou par l'utilisation de systèmes d'amortissement appropriés.

4.10 Exigences de comportement pour les effets du vent

(1) Il convient de limiter les vibrations d'éléments élancés résultant d'excitations par tourbillons, afin de prévenir des contraintes répétées de magnitude suffisante pour provoquer la fatigue.

NOTE L'annexe F donne des informations sur la détermination des charges de fatigue résultant d'excitations par tourbillons.

4.11 Accessibilité des surfaces et des détails d'assemblages

(1)P Toute la charpente doit être calculée et conçue de sorte à minimiser le risque de corrosion et à permettre le contrôle et l'entretien, voir ISO 12944-3.

(2) Toutes les pièces doivent en règle générale être calculées de sorte à être accessibles pour l'inspection, le nettoyage et la peinture. Lorsque cette accessibilité n'est pas possible, toutes les pièces devraient être effectivement rendues étanches (par exemple l'intérieur de caissons ou de parties creuses), ou elles devraient être construites en acier présentant une résistance améliorée à la corrosion atmosphérique. Dans tous les cas, si l'environnement ou les possibilités d'accès sont tels qu'une corrosion peut apparaître au cours de la durée de vie du pont, il convient d'en tenir dûment compte dans l'échantillonnage des sections.

(3) Aucune des dispositions exposées ci-dessus n'est nécessaire pour les ponts provisoires ou pour ceux dont la durée de vie prévue est suffisamment réduite.

4.12 Évacuation des eaux

(1)P Les surfaces des voies de circulation et des chemins piétonniers doivent être rendues étanches afin de prévenir la pénétration d'eau de surface.

(2)P Les tabliers de ponts doivent être pourvus d'un dispositif d'évacuation des eaux propres à empêcher la détérioration des éléments de la structure par les eaux de surface.

(3) Pour les dispositions prises pour l'évacuation des eaux, il y a lieu de tenir compte de la pente du tablier du pont, l'emplacement, le diamètre et la pente des canalisations d'évacuation, le drainage des joints de dilatation, et l'évacuation des eaux usées.

(4) Les évacuations libres devraient conduire les eaux usées en un point éloigné de la structure, de telle sorte qu'aucun élément de la structure ou de la structure porteuse ne soit touché par l'eau quelles que soient les conditions de vent et d'intempéries.

(5) Il convient de calculer les canalisations d'évacuation de façon à ce qu'elles puissent être facilement débouchées. Il y a lieu de spécifier les distances entre axes séparant les orifices de visite dans le cahier des charges du projet.

(6)P Lorsque des canalisations d'évacuation sont utilisées dans des ponts pourvus de poutres-caissons, des dispositions doivent être prises pour éviter l'accumulation d'eau en cas de fuite d'une canalisation.

(7) Pour les ponts routiers, il convient de prévoir des évacuations à l'extérieur de chaque joint de dilatation, de chaque côté si nécessaire.

(8) Pour les ponts ferroviaires d'une longueur allant jusqu'à 40 m et supportant des voies sur ballast, on peut considérer que le tablier est autodrainant, et il est inutile de prévoir des dispositions supplémentaires concernant l'évacuation sur le tablier.

(9) Il convient de prendre des dispositions concernant l'évacuation des eaux de toutes les sections transversales fermées, sauf si celles-ci sont rendues totalement étanches par soudage.

5 États limites ultimes

5.1 Bases

5.1.1 Généralités

(1)P Pour les ponts, les dispositions données dans cette Section 5 remplacent celles de la Section 5 de l'ENV 1993-1-1, sauf mention particulière.

(2)P Les ponts métalliques et leurs composants doivent être dimensionnés de telle sorte que les exigences de calcul fondamentales données dans la Section 2 soient satisfaites.

(3)P Le facteur partiel γ_M est défini comme suit :

— résistance des sections transversales à la plastification en traction ou en compression lorsque les phénomènes de flambement local ou global ne sont pas déterminants : $\gamma_{M0} = 1,00$

— résistance des sections transversales à la plastification en compression ou résistance des éléments, lorsqu'un flambement local ou global survient à l'état limite ultime $\gamma_{M1} = 1,10$

— résistance des sections transversales tendues vis-à-vis de la rupture du matériau (par exemple des sections nettes au niveau des trous de boulons) $\gamma_{M2} = 1,25$

5.1.2 Calcul des ponts

(1)P Le calcul doit satisfaire les exigences concernant :

- la résistance des sections transversales (5.4) ;
- la résistance des éléments (5.5) ;
- la résistance des assemblages (Section 6) ;
- la stabilité du pont (5.1.6) ;
- l'équilibre statique (2.3.1 et 5.1.7).

(2) Pour les vérifications à la fatigue, voir la Section 9.

5.1.3 Résistance des sections transversales

(1)P Les sections transversales doivent être classées comme indiqué en 5.3 afin de déterminer :

- le type d'analyse (plastique ou élastique) ;
- la résistance de la section transversale aux contraintes longitudinales (totalement plastique, totalement élastique, ou élastique avec aires efficaces réduites).

(1) Il convient de considérer les sections comportant des tôles raidies longitudinalement, et de Classe 1 ou 2, de la même façon que les sections de Classe 3, sauf pour les états limites accidentels.

(2) C Les dispositions relatives aux sections raidies longitudinalement peuvent être récapitulées comme suit. On rappelle les notations :

— $\bar{\lambda}_p$: élancement relatif au voilement de la plaque équivalente à la plaque raidie ;

— $\bar{\lambda}_c$: élancement relatif au flambement de la plaque équivalente à la plaque raidie.

La classe de la section est la classe la plus défavorable des panneaux entre les raidisseurs, et des panneaux formant les raidisseurs.

États limites non accidentels

Analyse globale : élastique dans tous les cas.

Résistance des sections :

— section de classe 1, 2 ou 3, $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$ et $\bar{\lambda}_c \leq 0,20$: résistance élastique de la section, avec γ_{M0} ;

— section de classe 1, 2 ou 3, $\bar{\lambda}_p > 0,673$ et/ou $\bar{\lambda}_c > 0,20$: résistance élastique de la section efficace, avec γ_{M1} ;

— section de classe 4, quels que soient $\bar{\lambda}_p$ et $\bar{\lambda}_c$: résistance élastique de la section efficace, avec γ_{M1} .

États limites accidentels

Analyse globale :

— toutes les sections sont de classe 1, $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$ et $\bar{\lambda}_c \leq 0,20$, capacité de rotation suffisante des sections transversales dans les zones plastifiées :

- analyse globale plastique ou élastique ;

— autres cas : analyse globale élastique seulement.

Résistance des sections :

— section de classe 1 ou 2, $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$ et $\bar{\lambda}_c \leq 0,20$:

- résistance élastique ou plastique de la section, avec γ_{M0} ;

- section de classe 3, $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$ et $\bar{\lambda}_c \leq 0,20$: résistance élastique de la section, avec γ_{M0} ;

— section de classe 1, 2 ou 3, $\bar{\lambda}_p > 0,673$ et/ou $\bar{\lambda}_c > 0,20$:

- résistance élastique de la section efficace, avec γ_{M1} ;

— section de classe 4, quels que soient $\bar{\lambda}_p$ et $\bar{\lambda}_c$:

- résistance élastique de la section efficace, avec γ_{M1} .

Il est loisible, pour simplifier, de considérer systématiquement les sections raidies longitudinalement comme des sections de classe 4.

(3) Il convient de calculer la résistance des sections transversales soumises à des contraintes longitudinales et de cisaillement à partir des indications de 5.4, en prenant en compte :

— les effets du traînage de cisaillement, voir l'ENV 1993-1-5 ;

— la plastification des âmes ;

— le voilement par cisaillement des âmes, voir l'ENV 1993-1-5.

NOTE Pour les ponts mixtes, voir l'ENV 1994-2.

5.1.4 Résistance des éléments

(1) En général, il convient de calculer les éléments tendus en fonction de la résistance de leur section transversale à la traction, voir 5.4. Pour les câbles, voir l'annexe A.

(1) I Les câbles ne sont pas considérés dans ce DAN, dans l'attente de l'EN 1993-1-11. L'annexe A est invalidée.

(2) Il convient de calculer les éléments comprimés, fléchis, ou fléchis en présence d'un effort axial, vis-à-vis du flambement de flexion et de flexion-torsion, voir l'ENV 1993-1-1.

(3) Il convient de tenir compte de l'influence du voilement local résultant des contraintes longitudinales et de cisaillement par l'utilisation d'aires efficaces, voir l'ENV 1993-1-5.

(4) Il convient de considérer la résistance des âmes soumises à des contraintes transversales, ainsi que l'interaction entre les contraintes transversales et longitudinales, comme indiqué dans l'ENV 1993-1-5.

5.1.5 Résistance des assemblages

(1) Pour la résistance des assemblage, il convient de se référer à la Section 6.

5.1.6 Stabilité

(1) La stabilité des ponts et de leurs pièces qui ne sont pas stabilisées par des contreventements appropriés peut nécessiter une vérification tenant compte des effets du second ordre, voir 5.2.4.2(1)P.

(2)P La stabilité doit être vérifiée dans toutes les situations critiques du montage (voir ENV 1991-2-6) et dans la situation de service.

(3)P La stabilité des ponts doit être vérifiée lorsqu'ils sont soumis à des effets d'excitation dynamique provoqués par le vent, par exemple le galop et le flottement.

5.1.7 Équilibre statique

(1)P L'équilibre statique doit être satisfait pour toutes les étapes de l'exécution, jusqu'aux situations d'exploitation (voir l'ENV 1991-2-6).

(2) Les hypothèses concernant les coefficients partiels et les charges d'exécution peuvent être pris dans l'ENV 1991-2-6.

(3)P Les coefficients partiels pour la répartition non uniforme du poids propre qui sont utilisés pour les vérifications d'équilibre statique doivent également être appliqués pour la vérification du non-soulèvement à l'emplacement des appuis ou des appareils d'appui aux états limites ultimes.

5.2 Calcul des sollicitations

5.2.1 Généralités

5.2.1.1 Méthodes d'analyse

(1)P Le modèle de calcul doit représenter de façon appropriée le comportement de la structure à l'état limite ultime concerné.

(2)P Les sollicitations s'exerçant dans une structure hyperstatique doivent être déterminées par l'analyse globale élastique (5.2.1.3), à l'exception des cas de charges accidentels (5.2.1.4), en fonction dans ce cas de la classification des sections transversales selon 5.3.

(3) Pour l'analyse des poutres en acier dans une section mixte, voir l'ENV 1994-2.

5.2.1.2 Effets des déformations

(1) Il convient de prendre en compte l'influence des déformations sur les effets des actions par l'utilisation de la théorie du second ordre, voir 5.2.5.2 de l'ENV 1993-1-1.

(2)P Pour les ponts provisoires dans lesquels sont utilisés des boulons non calibrés, les effets du glissement sur la répartition des moments et sur les déformations doivent être pris en compte.

5.2.1.3 Analyse globale élastique

(1)P L'analyse globale élastique est fondée sur l'hypothèse que le comportement contrainte-déformation du matériau est linéaire, quel que soit le niveau des contraintes.

(2) Cette hypothèse est valable pour l'analyse élastique tant au premier ordre qu'au second ordre, même lorsque la résistance d'une section est basée sur sa résistance plastique, voir 5.3.3.

(3) Pour les ponts, il est normalement exclu de procéder à une redistribution des moments élastiques, mais voir également 5.2.1.4.

5.2.1.4 Analyse globale élastique-plastique

(1) Sauf spécification contraire, une analyse élastique-plastique prenant en compte les redistributions des moments ne peut être appliquée qu'aux parties d'un pont soumises à des charges accidentelles, lorsqu'une capacité de rotation suffisante des sections transversales est garantie dans les zones plastiques. Pour les charges accidentelles, voir l'ENV 1991-3.

5.2.2 Hypothèses de calcul

5.2.2.1 Bases

(1)P Les hypothèses prises dans l'analyse globale du pont doivent correspondre au type de comportement prévu pour les sections transversales, les éléments, les assemblages et les appuis. Pour évaluer l'interaction sol-structure, il convient de considérer les caractéristiques du sol et des appuis.

(2)P L'hypothèse prise dans le calcul des éléments doit correspondre (ou offrir toute garantie de sécurité par rapport) à la méthode utilisée pour l'analyse globale et au type de comportement prévu pour les assemblages.

5.2.2.2 Modèles pour l'analyse globale

(1) Pour la détermination des effets des actions verticales ou horizontales, différents modèles de structures peuvent convenir.

(2) Les caractéristiques des sections transversales peuvent être déterminées à l'aide de l'ENV 1993-1-5.

NOTE Les annexes B et E donnent des directives pour la détermination des forces et des déplacements dans les appuis et dans les joints de dilatation.

(3)P Pour la détermination des effets des actions dans les ponts métalliques, le comportement d'ensemble de la structure du pont doit être pris en compte ; par exemple, le tablier du pont représente une structure d'un seul tenant dans laquelle le tablier sert de plateau répartiteur des charges et en même temps de semelle tendue ou comprimée de la poutre maîtresse, ou de tirant d'un arc.

(4) Pour les besoins de la modélisation, la structure peut être décomposée en sous-structures simplifiées afin de faciliter son analyse.

(5) Pour la vérification de la fatigue, les assemblages peuvent en général être considérés comme rigides, sauf dans le cas d'assemblages articulés ou d'assemblages de câbles qui peuvent être considérés comme nominale-ment articulés. Cependant, lors de la modélisation pour l'état limite ultime, un assemblage peut être considéré comme articulé lorsque cette hypothèse va dans le sens de la sécurité.

5.2.3 Systèmes structuraux

5.2.3.1 Dalles orthotropes

(1) Lors de la vérification des contraintes dans une dalle orthotrope comme plateau répartiteur des charges, il convient de prendre en compte les effets suivants :

a) contraintes de membrane dans les augets et dans le platelage résultant de moments fléchissants provoqués par les charges locales ainsi que d'efforts axiaux provoqués par le rôle de semelle dans la résistance aux moments fléchissants globaux s'exerçant dans la poutre maîtresse (raidisseurs longitudinaux) ou dans les traverses (raidisseurs transversaux).

b) contraintes de membrane dans les pièces de pont comportant des découpes au niveau des intersections avec les augets. Ceci peut impliquer la prise en compte d'un comportement de type Vierendeel.

(2) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte, dans la vérification des contraintes, les contraintes de flexion s'exerçant dans la tôle du platelage et les âmes des augets, à condition que les exigences concernant l'espacement des raidisseurs soient respectées, voir annexe G.

(3) Les pièces de pont, associées aux raidisseurs verticaux des âmes, peuvent constituer des cadres transversaux, dont il convient d'étudier le comportement de cadre ainsi que ses conséquences pour les moments d'encastrement au niveau des assemblages montants-pièce de pont, ainsi que le comportement d'ossature en U dans le cas de sections de ponts ouvertes.

NOTE L'annexe G donne des indications concernant l'espacement des raidisseurs et la modélisation des ossatures en U et poutres Vierendeel.

5.2.3.2 Ponts comportant des sections transversales ouvertes

(1) Il convient de déterminer les sollicitations s'exerçant dans les poutres principales de ponts constitués de sections transversales ouvertes en prenant dûment en compte l'effet de répartition du tablier orthotrope ainsi que de tout système complémentaire d'éléments longitudinaux et transversaux.

(2) Il convient de justifier la stabilité latérale de la semelle inférieure comprimée non maintenue par la méthode exposée en 5.5.2.4.

5.2.3.3 Poutres caissons

(1)P Les effets des actions s'exerçant dans les poutres principales des ponts en caisson doivent être déterminés en prenant en compte l'effet de répartition du tablier et de tout système complémentaire d'éléments longitudinaux et transversaux, ainsi que la rigidité de torsion et les distorsions de la section transversale.

(2) À condition que la poutre-caisson soit suffisamment raidie par des cadres d'entretoisement, des contreventements ou des diaphragmes afin de garantir la rigidité à la torsion et à la distorsion, l'excentricité des charges peut être négligée dans la flexion des poutres maîtresses et prise en compte uniquement pour la torsion.

(3)P Les distorsions pouvant résulter des déformations de la section transversale de la poutre-caisson au droit des cadres d'entretoisement, contreventements ou diaphragmes, ou entre eux, doivent être prises en compte si elles sont significatives.

(4) Les distorsions peuvent être négligées à l'état limite ultime, si les contraintes longitudinales maximales qu'elles induisent dans une section transversale n'excèdent pas 10 % des contraintes totales.

(5) Il convient de calculer les diaphragmes pour les sollicitations résultant de leur rôle d'éléments raidisseurs et répartiteurs de charges (répartition des efforts d'appui ou des efforts de vérinage et autres efforts ramenés par le tablier). Il convient de prendre en compte les excentricités hors du plan comme spécifié dans la Section 7 ainsi que les imperfections résultant des tolérances d'emplacement et des déplacements des appuis. Il y a lieu d'apporter un soin particulier à la réalisation de dispositions constructives qui ne soient pas sensibles à d'éventuelles imperfections.

(6) Il convient de prendre en compte les distorsions dans la vérification à la fatigue.

5.2.3.4 Ponts à treillis

(1) Par simplification, les ponts à treillis qui ne sont ni biais ni courbes peuvent être analysés comme des structures planes dont les charges peuvent être déterminées à partir de lignes d'influence transversales.

(2) Les moments secondaires s'exerçant dans les nœuds et résultant de la déformation longitudinale des éléments de treillis peuvent être négligés à condition qu'il existe une capacité de rotation suffisante.

(3) Les treillis satisfaisant la condition (2) et sans excentricité au niveau des nœuds peuvent être modélisés avec des assemblages articulés entre diagonales, montants et membrures. Si des charges s'exercent entre les nœuds, il convient de modéliser les membrures comme des poutres continues.

<p>(3) A Les membrures continues doivent être modélisées par des barres continues, quels que soient les points d'application des charges.</p>
--

(4) Pour les vérifications à la fatigue, il y a lieu de tenir compte des moments secondaires, voir Section 9.

(5) Lorsque les axes neutres des éléments de treillis et des membrures ne sont pas concourants, les membrures peuvent être modélisées comme des poutres continues sur lesquelles les diagonales et les montants sont articulés.

(6) Il convient d'accorder une attention particulière à la rigidité des assemblages des traverses du tablier sur les éléments de treillis (comme les montants), qui peuvent induire des moments fléchissants transversaux dans les éléments de treillis.

(7) La stabilité latérale de membrures libres de treillis peut être évaluée en les modélisant comme des éléments comprimés sur appuis élastiques, voir 5.5.2.4.

5.2.3.5 Ponts en arc

(1) Par simplification, les ponts en arc qui ne sont pas biais peuvent être analysés comme des structures planes dont les charges peuvent être déterminées à partir de lignes d'influence transversales.

(2) Pour l'analyse, les arcs peuvent être modélisés de telle sorte que les déformations de l'arc provoquées par les efforts de compression s'exerçant dans l'arc puissent être négligées.

(3) À condition que les assemblages possèdent une capacité de rotation suffisante, les suspentes ou les montants, dont la rigidité de flexion est inférieure à 1/10 de la rigidité de flexion des arcs ou des poutres qui leur sont assemblées, peuvent être considérées comme étant articulées sur ces arcs ou poutres.

(4)P Pour la vérification de la fatigue, les moments secondaires doivent être pris en compte, voir Section 9.

(5) Les effets du second ordre peuvent être négligés si :

$$\frac{F_{Sd}}{F_{crit}} \leq \frac{1}{10}$$

où :

F_{Sd} représente l'effort de compression de calcul au niveau de l'appui ;

F_{crit} représente l'effort de flambement critique élastique.

NOTE L'annexe H donne des informations sur les efforts de flambement.

(6) Si le critère donné en (5) n'est pas satisfait, il convient de prendre en compte les effets du second ordre et de prendre les hypothèses appropriées sur les imperfections initiales, voir 5.2.4.

(7) En deuxième étape, le comportement hors du plan des arcs peut être calculé avec les imperfections de 5.2.4.

(8) Si le tablier du pont agit comme un tirant, la résistance du tablier aux efforts de traction s'exerçant au niveau de l'intersection de l'arc et du tablier devrait être déterminée selon les dispositions de 3.4 de l'ENV 1993-1-5.

5.2.3.6 Ponts à tablier inférieur

(1) Il y a lieu de vérifier la stabilité latérale de la semelle supérieure des ponts à tablier inférieur, voir la Figure 5.1, conformément aux indications de 5.5.2.4.

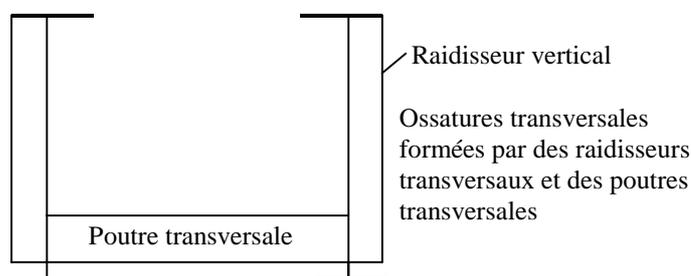


Figure 5.1 — Exemple pour un pont à tablier inférieur

5.2.4 Prise en compte des imperfections

5.2.4.1 Bases

(1)P On doit tenir compte des effets des imperfections réelles, y compris les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques telles que les défauts d'aplomb, les défauts de rectitude, les défauts d'ajustage, ainsi que les inévitables excentricités mineures présentes dans les assemblages réels.

(2) On peut utiliser des imperfections géométriques équivalentes adéquates, avec des valeurs qui reflètent les effets possibles de tous les types d'imperfections, à moins que ces effets soient inclus dans les formules de résistance utilisées pour la vérification des éléments, voir 5.5 et 5.6.

(3)P Les effets d'imperfections doivent être pris en compte dans les cas suivants :

- analyse globale, voir 5.2.4.3 ;
- calcul des systèmes de contreventement, voir 5.2.4.4 ;
- justifications des éléments, voir 5.2.4.5.

5.2.4.2 Méthode d'application

(1)P Les imperfections doivent être prises en compte dans l'analyse globale de systèmes de pont aux étapes appropriées pour inclure leurs effets dans la détermination des effets des actions pour les éléments du pont, y compris les arcs autoportants, les ossatures porteuses et les membrures non contreventées.

NOTE En général, les imperfections ne sont à considérer que dans la vérification de stabilité des arcs, des ponts à haubans et des membrures comprimées des ponts de section en U, sauf si l'on utilise des approches simplifiées.

(2) Il convient de prendre en compte les imperfections des éléments lorsqu'on les justifie en considérant les effets du second ordre, en alternative aux vérifications d'éléments effectuées au moyen de formules de résistance qui incluent ces imperfections, voir 5.5, ou pour les éléments présentant des sections transversales non uniformes.

(3) Il est inutile d'effectuer des vérifications au second ordre pour les éléments isolés, sauf si :

$$\bar{\lambda} > 0,5 \left[Af_y / N_{sd} \right]^{0.5}$$

où :

$\bar{\lambda}$ représente l'élanement relatif dans le plan (voir 5.5.1.2 de l'ENV 1993-1) calculé en utilisant une longueur de flambement égale à la longueur d'épure.

(4) Il convient de déterminer les forces agissant sur les systèmes de contreventement en appliquant les imperfections aux éléments qu'ils stabilisent.

5.2.4.3 Imperfections pour l'analyse globale

(1)P Des imperfections d'ensemble doivent être utilisées dans l'analyse globale, lorsque les effets du second ordre ne peuvent être négligés, par exemple pour les ponts en arc.

(2) La forme adoptée pour les imperfections d'ensemble peut être déduite du mode de flambement élastique de la structure dans le plan de flambement considéré. Dans cette démarche, il convient de prendre en compte les possibilités de flambement tant dans le plan que hors du plan avec des modes de flambement symétriques et anti-symétriques.

(3) Il convient de déterminer le mode de flambement élastique de la façon suivante :

- a) Les éléments des structures sont supposés être chargés uniquement par les efforts normaux qui résultent de l'analyse élastique de la structure pour les charges de calcul. Les moments fléchissants s'exerçant dans le plan de flambement peuvent être négligés dans les éléments.
- b) Pour cette configuration d'efforts, le mode de flambement critique ainsi que le coefficient d'amplification critique γ_{crit} pour le flambement élastique sont déterminés.

c) On détermine le coefficient d'amplification minimal γ_u pour que la configuration d'efforts ci-dessus atteigne la résistance caractéristique des sections transversales des éléments, sans prendre en compte le flambement. L'élanement relatif de la structure est alors :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\gamma_u}{\gamma_{crit}}}$$

d) La forme du mode de flambement critique peut être appliquée comme une imperfection avec une amplitude maximale de :

$$e_{0_d} = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{W_{el}}{A} \frac{1 - \chi - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \frac{1}{\gamma_{M1}} \text{ pour } \bar{\lambda} > 0,2$$

où :

α représente le coefficient d'imperfection pour la courbe de flambement appropriée, voir tableaux 5.5.1 et 5.5.3 de l'ENV 1993-1-1 ;

χ représente le coefficient réducteur pour la courbe de flambement appropriée en fonction de la section transversale, voir Section 5 de l'ENV 1993-1-1 ;

et W_{el} et A sont pris égaux aux caractéristiques de la section transversale où est atteint le minimum de γ .

(4) Lorsque $\bar{\lambda} \leq 0,2$, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité.

5.2.4.4 Imperfections pour l'analyse des systèmes de contreventement

(1) Il convient de prendre en compte les effets des imperfections dans l'analyse de systèmes de contreventement qui doivent assurer la stabilité latérale des poutres ou des éléments comprimés. Il convient de prendre en compte une imperfection en arc initiale e_0 égale à :

$$e_0 = k_n L / 500$$

avec :

$$k_n = \frac{1}{\sqrt{n}}$$

où :

L représente la portée de l'élément stabilisé ;

n représente le nombre d'éléments stabilisés.

(2) Aux joints de continuité des poutres ou des éléments comprimés, il convient de vérifier que le système de contreventement est capable de reprendre un effort local égal à $k_n N/100$ transmis par chaque poutre ou élément comprimé de part et d'autre du joint de continuité, et de transmettre cet effort aux points adjacents où cette poutre ou cet élément comprimé sont maintenus, voir Figure 5.2.

(3) Lors de la vérification effectuée pour l'effort local mentionné ci-dessus, il convient de prendre en compte toutes charges extérieures agissant sur le système de contreventement, mais les efforts résultant des imperfections mentionnées en (1) peuvent être omis.

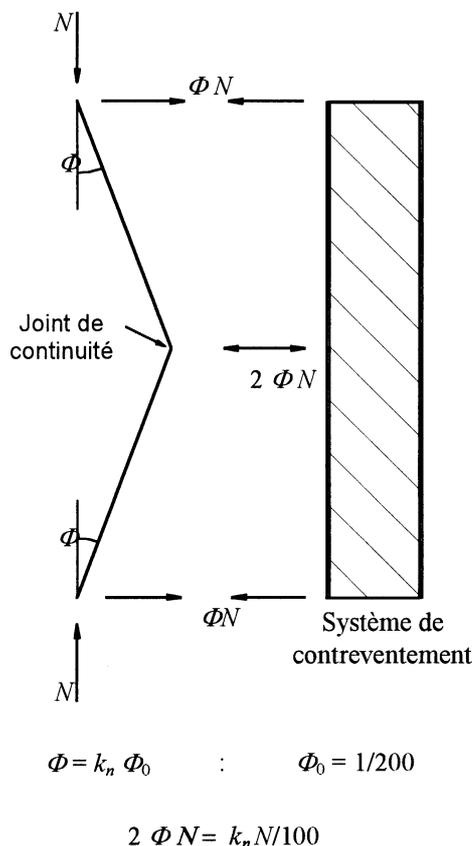


Figure 5.2 — Efforts de contreventement au niveau des joints de continuité dans les éléments comprimés

5.2.4.5 Imperfections des éléments

(1) Comme alternative à l'utilisation des formules de flambement appropriées pour un élément comprimé, voir 5.5, on peut utiliser l'imperfection en arc initiale selon 5.2.4.3 et l'analyse au second ordre de l'élément.

5.3 Classification des sections

5.3.1 Bases

(1) Il convient d'appliquer les bases données en 5.3.1 de l'ENV 1993-1-1 qui devraient également être appliquées pour les ponts, sauf modifications spécifiées dans le présent paragraphe 5.3 de l'ENV 1993-2.

5.3.2 Classification

(1) En sus des dispositions de 5.3.2 de l'ENV 1993-1-1, il convient de considérer les éléments comprimés munis de raidisseurs longitudinaux comme des sections de Classe 4, voir 5.3.5.

(1) I En sus des dispositions de 5.3.2 de l'ENV 1993-1-1:1992, il convient d'appliquer, pour les sections transversales munies de raidisseurs longitudinaux, les dispositions de 5.1.3 (2).

(2) Les semelles connectées à un tablier en béton, selon l'ENV 1994-2, peuvent être considérées en Classe 1.

5.3.3 Exigences concernant les sections transversales pour l'analyse globale plastique

(1) 5.3.3 de l'ENV 1993-1-1 n'a pas lieu d'être utilisée, sauf pour les situations de calcul accidentelles.

5.3.4 Exigences concernant les sections transversales en cas d'utilisation de l'analyse globale élastique

(1) En sus des dispositions de 5.3.4(5) de l'ENV 1993-1-1, les sections transversales comportant une âme de classe 3 et des semelles de Classe 1 ou 2 peuvent être traitées comme des sections de Classe effective 2 avec une âme efficace conformément à la Figure 5.3. Il convient de remplacer la portion d'âme comprimée par un élément de $20 \varepsilon t_w$ adjacent à la semelle comprimée, avec un autre élément de $20 \varepsilon t_w$ adjacent à l'axe neutre plastique de la section transversale efficace.

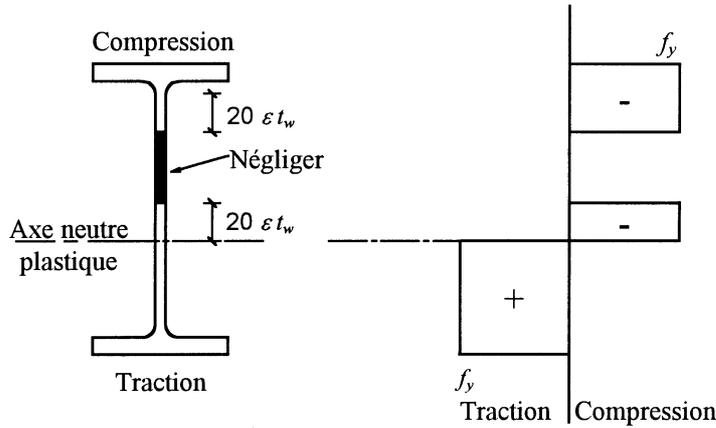


Figure 5.3 — Âme efficace de Classe 2

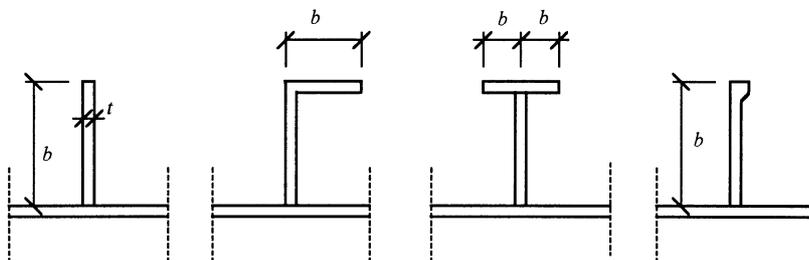
5.3.5 Caractéristiques de section efficace des sections de Classe 4 comportant des raidisseurs longitudinaux

5.3.5.1 Généralités

(1) Pour les caractéristiques de section transversale efficace des sections de Classe 4 comportant des raidisseurs longitudinaux, voir l'ENV 1993-1-5.

5.3.5.2 Exigences concernant les raidisseurs longitudinaux

(1) Afin d'éviter le voilement local, il convient de respecter pour les raidisseurs longitudinaux le rapport b/t indiqué par la Figure 5.4.



$$\frac{b}{t} \leq 12,5 \varepsilon$$

avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Figure 5.4 — Rapports b/t pour les raidisseurs longitudinaux

5.4 Résistance des sections transversales

5.4.1 Généralités

(1)P La résistance de la section transversale d'un élément doit normalement être limitée à sa résistance plastique (plastification de la section transversale brute). Une résistance supérieure (prise en compte de l'écroûissage, par exemple pour le cisaillement) ne peut être utilisée que si les déformations plastiques sont locales. Les effets du voilement local et du traînage de cisaillement doivent être pris en compte par une réduction appropriée de la résistance en fonction de l'état de contrainte, de l'élançement des plaques, des imperfections et de l'importance des déformations plastiques, voir ENV 1993-1-5.

5.4.2 Caractéristiques des sections transversales

5.4.2.1 Section transversale brute

(1) Pour la section transversale brute, voir l'ENV 1993-1-1.

5.4.2.2 Section nette

(1) Pour l'aire nette, voir l'ENV 1993-1-1.

5.4.2.3 Effets du traînage de cisaillement

(1) Pour les effets du traînage de cisaillement, voir l'ENV 1993-1-5.

5.4.3 Traction

(1) Pour la traction, voir l'ENV 1993-1-1.

5.4.4 Compression

(1) Pour la compression, voir l'ENV 1993-1-1.

5.4.5 Flexion

(1) Pour la flexion, voir l'ENV 1993-1-1.

5.4.6 Cisaillement

(1) Il convient de vérifier la résistance de calcul au cisaillement pour les poutres d'après l'ENV 1993-1-5, si $\bar{\lambda}_w$ est inférieur à $0,83/\eta$ avec les notations utilisées dans l'ENV 1993-1-5. En outre, la résistance au voilement par cisaillement doit également être vérifiée comme spécifié dans l'ENV 1993-1-5 si $\bar{\lambda}_w$ est supérieur à la limite donnée dans l'ENV 1993-1-1.

(1) I Il convient de vérifier la résistance de calcul des poutres au cisaillement suivant l'ENV 1993-1-5:1997.

(1) C L'ENV 1993-1-5:1997 est applicable quelle que soit la valeur de $\bar{\lambda}_w$.

(2) Dans un élément comportant des profils fermés, il convient de déterminer le cisaillement s'exerçant dans chaque élément de la section transversale à partir de la somme des contraintes de cisaillement suivantes :

a) la contrainte de cisaillement $\tau_{V,Ed}$ obtenue en supposant que tous les efforts passent par le centre de cisaillement.

b) la contrainte de cisaillement $\tau_{T,Ed}$ résultant de l'excentrement éventuel des efforts par rapport au centre de cisaillement.

(3) En (2), la valeur de calcul de l'effort de cisaillement s'exerçant dans chaque élément peut être prise égale à $b t_w (\tau_{V,eff,Ed} + \tau_{T,Ed})$ où $\tau_{V,eff,Ed}$ est égal à la valeur la plus grande entre la valeur moyenne de $\tau_{V,Ed}$ dans l'élément et 50 % de sa valeur maximale.

(3) C Par exemple, dans le cas de la membrure inférieure représentée sur le schéma, $\tau_{V,Ed}$ provenant de l'effort tranchant dans les âmes a une valeur moyenne nulle. On prendra dans ce cas :

$$\tau_{V, Eff, Ed} = 0,5 \tau_{V, Ed \text{ maxi.}}$$

(4) Si l'épaisseur d'âme n'est pas constante, il convient de prendre t_w égale à l'épaisseur minimale, sauf si l'on prend en compte la répartition élastique du cisaillement dans la hauteur de l'âme.

(5) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les trous de boulons dans les vérifications du cisaillement à condition que :

$$A_{V.net} > \left(\frac{f_y}{0,9 f_u} \right) A_V$$

(6) Lorsque la valeur de $A_{V.net}$ est inférieure à la limite donnée en (5), on peut prendre une aire de cisaillement efficace égale à $(0,9 f_u / f_y) A_{V.net}$.

5.4.7 Effort tranchant et flexion

(1) Pour l'interaction de la flexion et du cisaillement, voir l'ENV 1993-1-1.

5.4.8 Effort normal et flexion

5.4.8.1 Sections de Classes 1 et 2

(1) Pour l'interaction dans les sections de Classes 1 et 2, voir l'ENV 1993-1-1.

5.4.8.2 Sections de Classe 3

(1) Pour l'interaction dans les sections de Classe 3, voir l'ENV 1993-1-5.

5.4.8.3 Sections de Classe 4

(1) Pour l'interaction dans les sections de Classe 4, voir l'ENV 1993-1-5.

5.4.9 Effort normal, cisaillement et flexion

(1) Pour les critères d'état limite ultime, voir l'ENV 1993-1-5.

5.4.10 Effort transversal s'exerçant sur l'âme

(1) Il convient de ne pas appliquer 5.4.10 aux ponts, voir l'ENV 1993-1-5. Voir également 4.3(1).

5.5 Résistance des éléments au flambement

5.5.1 Éléments comprimés

5.5.1.1 Résistance au flambement

(1) Pour la résistance au flambement, voir l'ENV 1993-1-1.

5.5.1.2 *Éléments uniformes*

- (1) Pour les éléments uniformes, voir l'ENV 1993-1-1.
- (2) Pour le coefficient d'imperfection a correspondant à la courbe de flambement a_0 , voir l'ENV 1993-1-1:1992/A1:1994, Annexe D.

(2) C Les coefficients d'imperfection a sont les suivants :					
— courbe de flambement	a_0	a	b	c	d ;
— coefficient a	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

5.5.1.3 *Éléments non uniformes*

- (1) Pour les éléments non uniformes, voir l'ENV 1993-1-1.
- (2) Comme alternative à l'ENV 1993-1-1, les éléments non uniformes peuvent également être vérifiés conformément à 5.5.1.1 et 5.5.1.2 lorsque $\beta_A A f_y$ est déterminé là où la contrainte de compression est maximale et que N_{crit} représente l'effort critique élastique à cet endroit, pour le mode de flambement approprié.

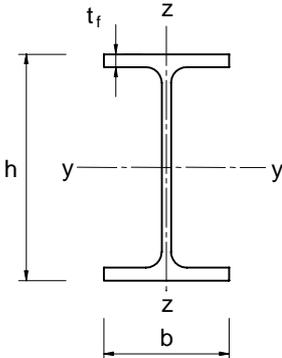
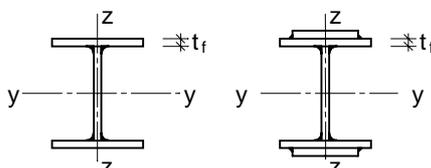
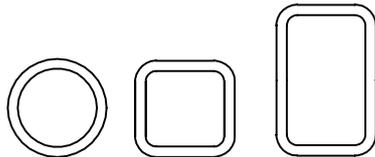
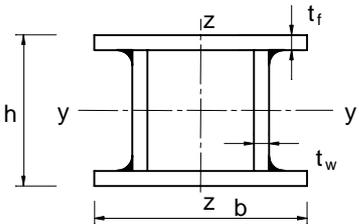
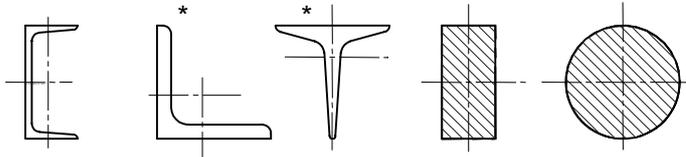
5.5.1.4 *Flambement par flexion*

- (1) Pour le flambement par flexion, voir l'ENV 1993-1-1.
- (2) Pour le choix des courbes de flambement pour une section transversale, voir le tableau 5.5.

5.5.1.5 *Longueur de flambement*

- (1) Pour la longueur de flambement, voir l'ENV 1993-1-1.
- (2) Pour la vérification au flambement des membrures comprimées des ponts comportant des sections transversales ouvertes, voir 5.5.2.4.

Tableau 5.5 — Choix des courbes de flambement pour une section transversale

Section transversale	Limites	Flambement selon l'axe	Courbe de flambement	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Profilés laminés 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40\text{mm}$	y - y z - z	a b	a_0 a_0
	$40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y - y z - z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100\text{mm}$ $t_f > 100\text{mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d	a a c c
Profils en I soudés 	$t_f \leq 40\text{mm}$ $t_f > 40\text{mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d	b c c d
Profils creux 	Laminés à chaud	quelconque	a	a
	Formés à froid	quelconque	b	b
Caissons soudés 	En général (sauf comme ci-dessus)	quelconque	b	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c	c c
Profils en U, en L, en T et profils pleins 		quelconque	c	c

* Pour les cornières, voir 5.8.3

5.5.2 Déversement des poutres

5.5.2.1 Résistance au déversement

(1)P La résistance au déversement doit être déterminée en prenant en compte les combinaisons de charges, les conditions de maintien et le comportement du matériau au moyen d'un modèle incluant les imperfections appropriées de flexion et de torsion par exemple, ainsi que les contraintes résiduelles. Le cas échéant, les distorsions de la section transversale doivent être prises en compte. Si la semelle comprimée est maintenue en place, il est inutile de procéder à une vérification du déversement.

(2) Comme alternative, la résistance au déversement peut être prise égale à la valeur de la charge à la première plastification déterminée à partir d'une analyse du second ordre d'un modèle comportant une imperfection en arc équivalente selon 5.2.4. Le modèle doit présenter des conditions aux limites tenant compte de toute flexibilité des maintiens et d'une flexibilité de la section transversale, le cas échéant.

(2) I Comme alternative, la résistance au déversement peut être déterminée par une analyse au second ordre, à partir de la valeur de calcul des actions, en appliquant à la forme du mode de flambement critique une imperfection en arc d'amplitude maximale :

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) \frac{W_{el}}{A} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}{1 - \chi \bar{\lambda}_{LT}^2} \frac{1}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour } \bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Le critère de résistance est le non-dépassement au second ordre de la contrainte $\frac{f_y}{\gamma_{M1}}$.

Le modèle doit présenter des conditions aux limites tenant compte de toute flexibilité des maintiens et de la flexibilité de la section transversale, le cas échéant.

(2) C Il est équivalent d'adopter comme amplitude de l'imperfection :

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) \frac{W_{el}}{A} \quad \text{pour } \bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

à condition d'utiliser la valeur de calcul des actions majorée par γ_{M1} , et d'adopter comme critère de résistance le non-dépassement au second ordre de la contrainte f_y .

(3) Le moment résistant au flambement de calcul $M_{b,Rd}$ d'une poutre peut être déterminé par :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}$$

avec :

$\beta_w = 1$ pour les sections transversales de Classe 1 ou de Classe 2 ;

$\beta_w = W_{ml,y} / W_{pl,y}$ pour les sections transversales de Classe 3 ;

$\beta_w = W_{eff,y} / W_{pl,y}$ pour les sections transversales de Classe 4.

où :

$W_{eff,y}$ module résistant efficace minimal selon l'axe y-y, par rapport aux fibres moyennes des semelles ;

$W_{el,y}$ module résistant élastique minimal selon l'axe y-y, par rapport aux fibres moyennes des semelles ;

$W_{pl,y}$ module résistant plastique selon l'axe y-y ;

χ_{LT} coefficient réducteur pour le déversement fonction de l'élançement adimensionnel $\bar{\lambda}_{LT}$, voir 5.5.2.2(3).

(4) Lorsque l'élançement adimensionnel $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ il n'est pas nécessaire de prendre en compte le déversement et γ_{M0} peut être utilisé.

(4) I Lorsque l'élanement $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le déversement, et γ_{M0} peut être utilisé :

- pour le calcul (plastique ou élastique) des sections transversales de classe 1 ou 2 ;
- pour le calcul (élastique) des sections transversales de classe 3 ;
- pour le calcul (élastique sur section efficace) des sections transversales de classe 4 dont les semelles sont de classe 1 ou 2.

(4) C Cette dernière possibilité correspond à l'amendement de l'ENV 1993-1-1:1992, 5.4.5.2 (1).

5.5.2.2 Éléments uniformes

Pour un élément uniforme, la valeur de χ_{LT} peut être obtenue à partir de l'élanement relatif $\bar{\lambda}_{LT}$ par :

$$\chi_{LT} = 1 \quad \text{pour } \bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1,0 \quad \text{pour } \bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

avec :

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + a_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

(2) Il y a lieu de considérer les valeurs du coefficient d'imperfection a_{LT} pour le déversement comme suit :

$a_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés ;

$a_{LT} = 0,49$ pour les profils soudés.

(2) C On peut appliquer 5.5.2.2 à certaines poutres de section transversale uniforme soumises à un moment de flexion non uniforme le long de la poutre en utilisant l'annexe F de l'ENV 1993-1-1:1992. Seules sont couvertes par cette annexe les poutres en I symétriques par rapport l'axe z-z (les semelles peuvent donc être identiques ou non).

Pour l'utilisation de l'annexe F, il est rappelé que le moment sollicitant de calcul entrant dans la vérification :

$$M_{y,Sd}^* \leq \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}$$

est celui s'exerçant dans la section transversale de référence :

— section d'extrémité de moment maximal pour les distributions de moment du tableau F.1.1 ;

— section médiane pour les distributions de moments du tableau F.1.2.

(3) Il convient de calculer la valeur de l'élanement relatif $\bar{\lambda}_{LT}$ pour le déversement par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{Cr}} \right]^{0,5}$$

où M_{Cr} représente le moment critique élastique de déversement, calculé à partir des caractéristiques de la section transversale brute.

NOTE L'annexe F de l'ENV 1993-1-1 donne des indications pour le calcul de M_{Cr} .

5.5.2.3 Éléments non uniformes

(1) Toute variation des caractéristiques de section transversale doit être prise en compte dans le calcul de M_{cr} pour un élément non uniforme. En alternative, on peut utiliser la section transversale la plus faible.

(1) C Toute variation des caractéristiques des sections transversales doit être prise en compte dans le calcul de M_{cr} .

M_{cr} peut être calculé en supposant la poutre de section uniforme égale à la section de plus faible résistance.

Les dispositions de 5.5.2.3 sont applicables à des poutres de section transversale non uniforme, soumises à un moment de flexion non uniforme le long de la poutre.

(2) La procédure de calcul exposée en 5.5.2.2 peut être appliquée en lieu et place d'une analyse au second ordre si le calcul se réfère à la section transversale présentant la contrainte de compression au premier ordre la plus élevée.

(2) A La méthode de calcul décrite en 5.5.2.2 peut être appliquée dans la section d'abscisse x où il y a les plus fortes contraintes de compression au premier ordre. Dans ce cas :

$$\bar{\chi}_{LT} = \left[\frac{\beta_w(x) W_{pl,y}(x) f_y(x)}{M_{cr}(x)} \right]^{0,5}$$

où :

$\beta_w(x)$, $W_{pl,y}(x)$, $f_y(x)$ sont relatifs à cette section ;

$M_{cr}(x) = a_{cr} M_{y,Sd}(x)$;

où :

$M_{y,Sd}(x)$ moment sollicitant de calcul dans cette section ;

a_{cr} coefficient d'éloignement critique par référence au chargement de calcul.

Si l'on utilise l'annexe F de l'ENV 1993-1-1:1992, on peut prendre $a_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_{y,Sd}^*}$

où :

$M_{y,Sd}^*$ moment sollicitant de calcul dans la section de référence du tableau F.1.1 ou du tableau F.2.2 de l'annexe F de l'ENV 1993-1-1:1992 (voir 5.5.2.2 (2) C ci-dessus).

La vérification consiste à s'assurer que : $M_{y,Sd}(x) \leq \bar{\chi}_{LT} \beta_w(x) W_{pl,y}(x) f_y(x) / \gamma_{M1}$

(3) Si le moment fléchissant M_y a une valeur maximale M_1 au niveau d'un maintien latéral, le calcul selon 5.5.2.2 peut être effectué à $0,2 L$ du point de moment maximum, où L représente la distance entre deux maintiens latéraux adjacents et n'est pas supérieure à la distance entre le point de moment maximum et le point le plus proche de moment nul, voir Figure 5.5. Si le moment fléchissant décroît de façon linéaire de M_1 à M_2 entre deux sections adjacentes maintenues latéralement, le moment fléchissant dans la section de calcul sera $0,8 M_1 + 0,2 M_2$, sans être inférieur à $0,8 M_1$. Outre la vérification de stabilité dans cette section, le moment maximum ne devrait pas être supérieur à la résistance selon 5.4.5.

(3) I (3) est invalidé en raison de l'absence de documents justificatifs sur cette tolérance et du manque de clarté de la rédaction.

5.5.2.4 Stabilité latérale des membrures comprimées ou des semelles inférieures des poutres continues

(1) Les membrures de treillis et les semelles comprimées qui peuvent être sollicitées au déversement peuvent être vérifiées par la modélisation de ces membrures comme des éléments comprimés soumis à un effort de compression N_{Sd} et supportés par des appuis élastiques discrets ou continus.

NOTE L'annexe H.2.4 donne des indications pour la détermination des raideurs élastiques pour les ossatures en U.

(2) Le mode de flambement et la charge de flambement critique élastique N_{cr} peuvent être déterminés à partir d'une analyse de valeurs propres. Si les ressorts sont discrets, la charge de flambement critique ne doit pas, en règle générale, être prise supérieure à celle correspondant à un flambement avec des nœuds aux emplacements des ressorts.

(3) La vérification peut être effectuée selon 5.5.2.2 avec :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_A A_f f_y}{N_{crit}}}$$

où :

A_f représente l'aire brute de la membrure ;

β_A représente $\frac{A_{eff} \cdot f}{A_f}$.

(4) Pour les membrures comprimées ou les semelles inférieures de poutres continues entre appuis rigides, l'effet des imperfections initiales sur les appuis élastiques peut être pris en compte par l'application d'un effort latéral supplémentaire F_{Sd} au niveau de l'assemblage de la membrure sur l'appui élastique :

$$F_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{100} \quad \text{si } \ell_k \leq 1,2\ell$$

$$F_{Sd} = \frac{\ell}{\ell_k} \frac{N_{Sd}}{80} \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}} \quad \text{si } \ell_k > 1,2\ell$$

avec :

$$\ell_k = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{crit}}}$$

où :

ℓ représente la distance entre les ressorts.

(5) Si l'effort de compression N_{Sd} est constant sur la longueur de la membrure, la charge axiale critique N_{crit} peut être estimée à partir de :

$$N_{crit} = mN_E$$

avec :

$$N_E = \pi^2 \frac{EI}{L^2}$$

$$m = \frac{2}{\pi^2} \sqrt{\gamma}$$

(5) I $m = \sup \left\{ \frac{2}{\pi^2} \sqrt{\gamma}, 1,00 \right\}$

(5) C La semelle et la partie d'âme associée sont traitées comme une barre de longueur L , de section constante, biarticulée à ses extrémités, appuyée à ses extrémités sur des appuis rigides (fournis par une pile, ou par un montant d'entretoise ou de pièce de pont), et appuyée en outre sur toute sa longueur sur des appuis souples continus (fournis par l'âme de la poutre).

Les appuis d'extrémité peuvent être considérés comme rigides s'ils vérifient :

$$C \geq \frac{4\pi^2 EI}{L^3}$$

I étant l'inertie de la membrure comprimée dans le plan de flambement

L'appui réparti fourni par l'âme a une rigidité par unité de longueur :

$$c = \frac{E}{4(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^3$$

Les expressions donnant m sont basées sur la formule d'Engesser : $N_{\text{crit}} = 2\sqrt{E I c}$.

$$\gamma = \frac{cL^4}{EI}$$

$$c = \frac{C_d}{\ell}$$

où :

L représente la portée entre appuis d'extrémité rigides ;

ℓ représente la distance entre ressorts ;

C_d représente la raideur des ressorts, voir (1).

(6) Si N_{Sd} n'est pas constant sur la longueur de la membrure, les dispositions de 5.5.2.3 (3) peuvent être appliquées, si l'on remplace la valeur ℓ de 5.5.2.3(3) par la valeur ℓ_k tirée de 5.5.2.4(4).

(6) I (6) est invalidé car il est une application de 5.5.2.3 (3), lui-même invalidé.

(7) La procédure donnée dans les paragraphes (1) à (6) peut également être appliquée aux semelles de poutres comprimées lorsque l'on substitue à la valeur A_f de (3) la valeur $A_f + \frac{A_{\text{wc}}}{3}$, où A_{wc} représente l'aire de la zone comprimée de l'âme.

(8) Pour la semelle inférieure d'une poutre continue comportant des appuis latéraux rigides espacés de L , le coefficient m tel qu'il est donné en (5) peut également être déterminé à partir de la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$m = 1 + 0,44 (1 + \mu) \Phi^{1,5} + (3 + 2\Phi) \gamma / (350 - 50 \mu)$$

$$m = 1 + 0,44 (1 + \mu) \Phi^{1,5} + (0,195 + (0,05 + \mu / 100) \Phi) \gamma^{0,5}$$

avec :

$\mu = V_2 / V_1$, voir Figure 5.5

$\Phi = 2 (1 - M_2 / M_1) / (1 + \mu)$ pour $\Phi > 0$

NOTE Cette formule est valable pour des segments de ponts avec la longueur L entre contreventements transversaux rigides, par exemple au niveau des appuis et des points adjacents, pour lesquels le signe du moment fléchissant ne change pas. La variation du moment fléchissant entre M_1 et M_2 est caractérisée par une parabole comme illustré par la Figure 5.5.

(8) C Ces formules supposent que la semelle est de section transversale uniforme, et que la valeur de γ est également uniforme.

Dans le cas où la valeur de γ est variable, on peut, à défaut d'un calcul plus précis, appliquer ces formules en adoptant la valeur de γ la plus faible le long de l'élément.

(9) Pour la semelle inférieure de largeur b , l'élanement relatif peut être pris égal à :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,1 L/b (f_y / (E m))^{0,5} (1 + A_{wc} / 3A_f)^{0,5}$$

(9) C Dans cette expression de $\bar{\lambda}_{LT}$, le coefficient β_A défini en (3) est supposé égal à 1. Le coefficient 1,1 est la valeur de $\frac{\sqrt{12}}{\pi}$.

(10) Le coefficient réducteur χ_{LT} pour le déversement peut être calculé comme indiqué en 5.5.2.2 et la vérification peut être effectuée comme indiqué en 5.5.2.1.

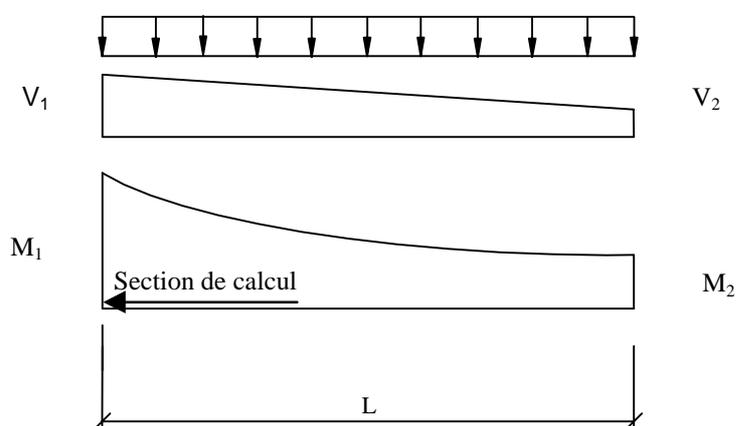


Figure 5.5 — Segment de poutre entre appuis latéraux rigides avec variation de moment fléchissant

(10) C La section de calcul est la section d'extrémité où s'exerce le moment de flexion maximal en valeur absolue.

5.5.3 Flexion et traction

(1) Pour la flexion et la traction, voir l'ENV 1993-1-1.

5.5.4 Flexion et compression

5.5.4.1 Généralités

(1) Sauf si l'on effectue des calculs au second ordre prenant en compte les imperfections, les méthodes données en 5.5.4.2, 5.5.4.3, 5.5.4.3.1 et 5.5.4.3.2 peuvent être utilisées, en opérant une distinction pour :

- les éléments qui ne sont pas susceptibles de subir des déformations par torsion (par exemple les profils creux) ;
- les éléments qui sont susceptibles de subir des déformations par torsion (par exemple les profils ouverts).

5.5.4.2 *Éléments non susceptibles de subir des déformations par torsion*

(1) 5.5.4(1), (3) et (5) de l'ENV 1993-1-1 sont applicables.

5.5.4.3 *Éléments susceptibles de subir des déformations par torsion*

(1) 5.5.4(2), (4) et (6) de l'ENV 1993-1-1 sont applicables.

5.5.4.3.1 *Flexion monoaxiale et compression*

(1) Pour un élément soumis à l'action combinée de moments fléchissants monoaxiaux et d'une compression, la vérification peut être effectuée de la façon suivante :

- il convient de déterminer le coefficient multiplicateur γ_{crit} nécessaire pour que les charges de calcul atteignent la résistance critique élastique de l'élément par rapport aux déplacements latéraux ;
- il convient de déterminer le coefficient multiplicateur γ_u nécessaire pour que les charges de calcul atteignent la résistance caractéristique de l'élément, sans tenir compte des déplacements hors du plan ;
- il convient d'utiliser l'élanement relatif :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\gamma_u}{\gamma_{crit}}}$$

pour déterminer le coefficient réducteur χ_{LT} en utilisant la courbe de flambement c ;

d) le coefficient partiel γ_M peut être pris égal à :

$$\gamma_M = \gamma_{LT} \gamma_u$$

e) il convient de respecter pour γ_M :

$$\gamma_M \geq \gamma_{M1}$$

(2) En alternative de (1), la vérification peut être effectuée par l'application des formules d'interaction données en 5.5.4 de l'ENV 1993-1-1 pour le cas $M_{z,Sd} = 0$.

5.5.4.3.2 *Flexion biaxiale et compression*

(1) 5.5.4(2), (4), (6) et (7) de l'ENV 1993-1-1 sont applicables.

5.6 **Résistance au voilement par cisaillement**

(1) Pour la détermination de la résistance au voilement par cisaillement, voir l'ENV 1993-1-5.

5.7 **Résistance des âmes à un effort transversal**

(1) Pour la détermination de la résistance des âmes soumises à un effort transversal, voir l'ENV 1993-1-5.

5.8 **Poutres à treillis et structures triangulées**

5.8.1 **Généralités**

(1) Dans les vérifications à l'état limite ultime, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les moments secondaires qui ont été négligés dans l'analyse globale.

(2) La résistance au flambement des éléments comprimés des poutres à treillis peut être déterminée à partir des indications de 5.5.1 pour les éléments comprimés ou de 5.5.4 pour les éléments soumis à une flexion et une compression. La longueur de flambement peut être déterminée à partir des indications de 5.8.2.

(3) Pour les ponts, les paragraphes (3) et (4) de l'ENV 1993-1-1 ne s'appliquent pas.

5.8.2 Longueur de flambement des éléments

- (1) Pour la longueur de flambement des éléments, voir l'annexe H.
- (2) La vérification pour le flambement hors du plan des membrures comprimées peut être effectuée à l'aide du modèle d'un élément comprimé appuyé élastiquement, voir 5.5.2.4.

5.8.3 Cornières comprimées utilisées comme éléments d'âmes

- (1) Pour les cornières comprimées utilisées comme éléments d'âmes, voir l'ENV 1993-1-1.

5.8.4 Goussets

- (1) Il convient que les goussets soient dimensionnés de telle sorte qu'au niveau de chaque section une résistance suffisante aux efforts induits dans le gousset soit justifiée avec des hypothèses appropriées pour les répartitions de contraintes. Il convient de prendre convenablement en compte les excentricités locales pour ces goussets.
- (2) Il convient de dimensionner les goussets de sorte à prévenir le voilement local.

5.9 Éléments composés comprimés

- (1) Pour les éléments composés comprimés, voir l'ENV 1993-1-1.

5.10 Arcs

- (1) Dans les vérifications à l'état limite ultime, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les moments secondaires qui ont été négligés dans l'analyse globale.
- (2) Dans la vérification des sections transversales critiques des arcs, il convient de prendre en compte les efforts de compression et les moments fléchissants dans le plan et hors du plan.
- (3) Dans la vérification de l'assemblage des arcs sur le tablier agissant comme tirant, il convient de déterminer la résistance du tablier aux efforts de traction introduits au niveau de l'intersection de la nervure et du tablier conformément aux dispositions de l'ENV 1993-1-5.
- (4) Les suspentes tendues peuvent être vérifiées uniquement pour la traction et les actions hors du plan, en négligeant les effets de moments secondaires éventuels provoqués par la déformation du pont.

NOTE La prise en compte des moments secondaires n'est nécessaire que dans les vérifications à la fatigue.

- (5) Il convient de calculer les montants comprimés, transmettant des efforts entre le tablier et les arcs, pour les effets combinés de la compression, des moments hors du plan, ainsi que des moments secondaires dans le plan provoqués par la déformation du pont.

5.11 Câbles

- (1) Pour le calcul des câbles, voir l'annexe A.

(1) I L'annexe A est invalidée, voir 3.4 (1).

6 Fixations, soudures et assemblages

6.1 Bases

- (1)P L'analyse, la classification, le calcul général ainsi que la vérification des fixations, soudures et assemblages doivent être conformes aux dispositions de la Section 6 de l'ENV 1993-1-1, sous réserve des modifications spécifiées dans cette Section 6.

(2)P Le coefficient partiel γ_M doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- résistance des assemblages boulonnés : $\gamma_{Mb} = 1,25$
- résistance des assemblages rivetés : $\gamma_{Mr} = 1,25$
- résistance des axes d'articulation : $\gamma_{Mp} = 1,25$
- résistance des assemblages soudés : $\gamma_{Mw} = 1,25$
- résistance au glissement : $\gamma_{Ms} =$ voir 6.4.7.1

(2) C Contrairement à l'ENV 1993-1-1 DAN, les valeurs ci-dessus $\gamma_{Mb} = 1,25$ et $\gamma_{Mw} = 1,25$ s'appliquent sans modification.

6.2 Assemblages en cisaillement soumis à des fluctuations de contraintes résultant du trafic

(1) A1 Les dispositions de 6.2 sont applicables à tous les assemblages sollicités en cisaillement

(1) A2 Les assemblages boulonnés de catégorie B ne sont pas admis en phase définitive.

(1) A3 Sauf spécification contraire, l'utilisation de boulons à injection n'est admise que pour le remplacement de boulons dans des ponts existants.

(1)P Lorsque le glissement dans un assemblage est inacceptable parce que cet assemblage est soumis à un renversement de cisaillement ou parce que ce glissement pourrait provoquer des déformations inacceptables, une des dispositions suivantes doit être prise :

- utilisation de boulons précontraints dans un assemblage résistant au glissement (Catégorie B ou C, selon le cas, voir 6.5.3 de l'ENV 1993-1-1) ;
- utilisation de boulons calibrés ;
- utilisation de boulons à injection ;
- utilisation de rivets ;
- soudage.

NOTE 1 Les contreventements peuvent être sollicités par les charges de circulation, même s'ils sont modélisés comme non chargés par le trafic dans l'analyse.

NOTE 2 L'annexe J donne des indications sur les boulons à injection.

(1) A Les glissements ne sont pas acceptables dans les assemblages structuraux.

(2) Il convient de calculer les fixations, soudures et assemblages situés dans des éléments de structure secondaires conformément aux dispositions de l'ENV 1993-1-1.

(2) C La définition des éléments structuraux secondaires est donnée en 1.4.10.

6.3 Fixations

(1) Sauf spécification contraire, il convient que la pince longitudinale e_1 et la pince transversale e_2 mesurées entre l'axe d'un trou de boulon et l'extrémité ou le bord adjacent d'une pièce quelconque, ne soient pas inférieures à $1,5 d_0$, où d_0 représente le diamètre du trou.

NOTE Ceci diffère de l'ENV 1993-1-1, qui autorise $1,2 d_0$ avec une résistance réduite pour la pression diamétrale.

(2) Il convient que les pinces p_1 et p_2 entre les axes des trous de boulons ne soient pas inférieures à $2,5 d_0$.

NOTE Ceci diffère de l'ENV 1993-1-1, qui autorise $2,2 d_0$ pour p_1 et $2,4 d_0$ pour p_2 avec une résistance réduite pour la pression diamétrale.

(3) Les limites données en (1) et (2) peuvent être augmentées si nécessaire pour obtenir une résistance adéquate à la pression diamétrale, voir 6.5.5 et 6.5.6 de l'ENV 1993-1-1.

(4) Il y a lieu de considérer les pinces longitudinales et transversales maximales e_1 et e_2 ainsi que les pinces maximales p_1 et p_2 entre les axes des trous de boulons conformément à 6.5.1 de l'ENV 1993-1-1, mais dans le cas où l'on utilise de l'acier selon l'EN 10155, sans protection, il convient de ne pas excéder les valeurs suivantes :

— pinces longitudinale et transversale : e_1 et $e_2 \leq 125$ mm ou $8t$;

— pinces entre trous de boulons adjacents à un bord libre : p_1 et $p_2 \leq 175$ mm ou $14t_{\min}$;

où :

t représente l'épaisseur de la partie extérieure la plus mince ;

t_{\min} représente l'épaisseur de la pièce assemblée la plus mince.

(5) Il convient de ne pas utiliser de trous oblongs pour les ponts, sauf pour les assemblages prévus pour permettre un déplacement, et pour le réglage des éléments de structure secondaires ou les assemblages destinés aux canalisations et équipements de service, mais voir également 6.4.7.1(1)P.

(5) C La définition des éléments structuraux secondaires est donnée en 1.4.10.

(6) Lorsque la face extérieure d'une pièce boulonnée présente une pente supérieure à 1:20 par rapport à un plan perpendiculaire à l'axe du boulon, il convient d'utiliser une rondelle ou cale biseau durcie.

6.4 Assemblages utilisant des fixations ou des axes

6.4.1 Cornières assemblées par une seule aile

(1) Il convient de prendre le coefficient réducteur β_2 pour une pince $p_1 \geq 5,0 d_0$ égal à 0,5 (au lieu de 0,7 comme indiqué dans le tableau 6.5.1 de l'ENV 1993-1-1).

(1) I Le tableau 6.5.1 de l'ENV 1993-1-1:1992 est applicable sans modification.

6.4.2 Équerres

(1) Il convient de dimensionner les équerres utilisées pour l'assemblage de cornières et leurs fixations sur un gousset ou autre support pour transmettre un effort supérieur de 20 % à l'effort s'exerçant dans l'aile non attachée.

(2) Il convient de calculer les fixations d'assemblage de l'équerre sur l'aile non attachée pour transmettre un effort supérieur de 40 % à l'effort s'exerçant dans la partie en console de la cornière.

(3) Il convient de calculer les équerres utilisées pour l'assemblage d'un profil en U ou d'un élément similaire pour transmettre un effort supérieur de 10 % à l'effort s'exerçant dans le composant de l'élément non directement assemblé.

(4) Il convient de calculer les fixations utilisées pour assembler l'équerre sur le profil en U ou élément similaire pour transmettre un effort supérieur de 20 % à l'effort majoré spécifié en (3) ci-dessus.

(5)P En aucun cas on ne doit utiliser moins de deux boulons ou rivets pour fixer une équerre sur un gousset ou autre support.

(6) Il convient d'arrêter l'assemblage d'équerres sur des goussets ou autres supports à l'extrémité de l'élément assemblé. Il convient d'étendre l'assemblage de l'équerre sur l'élément entre l'extrémité de l'élément et un point situé au-delà de l'assemblage direct de l'élément sur le gousset ou autre support.

6.4.3 Assemblages en cisaillement

(1)P Tous les boulons en cisaillement, à l'exception de ceux situés dans des assemblages d'éléments de structures secondaires (par exemple les glissières, parapets, etc.), doivent être des boulons précontraints ou des boulons calibrés.

(1)I Les dispositions de 6.2 sont applicables.

- (2) Il convient que le plan de cisaillement des boulons calibrés passe par la partie non filetée du boulon.
- (3) En règle générale, il convient de calculer les boulons précontraints pour résister au glissement à l'état limite ultime (Catégorie C).
- (4) Il convient de ne pas utiliser de boulons précontraints en Catégorie B, sauf autorisation de l'autorité compétente.

(4)A Les assemblages boulonnés de catégorie B ne sont pas admis.

6.4.4 Assemblages en traction

(1)P Tous les boulons, à l'exception de ceux situés dans des assemblages d'éléments de structures secondaires (par exemple les glissières, parapets, etc.), qui sont soumis à la traction doivent être des boulons précontraints.

6.4.5 Répartition des efforts entre les fixations

(1)P La répartition des efforts entre les fixations, à l'exception des assemblages d'éléments de structures secondaires (par exemple les glissières, parapets, etc.), doit toujours être proportionnelle à la distance mesurée depuis le centre de rotation, voir Figure 6.5.7(a) dans l'ENV 1993-1-1.

(1)C Les dispositions de 6.4.5 concernent uniquement les assemblages en cisaillement.

(2) Il convient de ne pas utiliser les autres répartitions illustrées par les Figures 6.5.7(b), (c) et (d) de l'ENV 1993-1-1 pour les assemblages, à l'exception de ceux d'éléments de structures secondaires.

(2)I Les méthodes de répartition plastique illustrées aux Figures 6.5.7 (b), (c) et (d) de l'ENV 1993-1-1 ont fait l'objet d'une invalidation générale dans le document d'application nationale correspondant.

6.4.6 Assemblages minimums

(1)P On doit utiliser au moins deux fixations situées sur la ligne d'action de transmission des efforts, sauf dans les assemblages d'éléments de structures secondaires (par exemple, les glissières, parapets, etc.).

6.4.7 Boulons à haute résistance dans les assemblages résistant au glissement

6.4.7.1 Généralités

(1)P Dans les assemblages résistant au glissement, les trous surdimensionnés, les trous oblongs perpendiculaires au sens de transmission des efforts, et les trous oblongs parallèles au sens de transmission des efforts ne doivent être utilisés, dans chaque cas, que s'ils sont autorisés par l'autorité compétente.

(1)I Dans les assemblages résistant au glissement, on ne doit pas utiliser des trous surdimensionnés ni des trous oblongs, sauf pour assembler des éléments secondaires entre eux, ou pour assembler des éléments secondaires à la structure principale lorsque de tels trous sont nécessaires (par exemple, pour permettre de régler la position de l'élément secondaire lors de sa mise en place).

(2)P Pour les boulons utilisés dans des trous à jeu nominal normal ou dans des trous oblongs perpendiculaires au sens de transmission des efforts, le coefficient partiel pour la résistance au glissement γ_{Ms} doit être pris égal à :

— pour les états limites ultimes $\gamma_{Ms,ult} = 1,25$

— pour les états limites de service $\gamma_{Ms,ser} = 1,10$

(2)I Pour les boulons utilisés dans des trous à jeu nominal normal ou dans des trous oblongs perpendiculaires au sens de transmission des efforts, le coefficient partiel pour la résistance au glissement aux états-limites ultimes doit être pris égal à :

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,10$$

(2)C Aucune vérification à l'état-limite de service n'est nécessaire pour les assemblages boulonnés de catégorie C.

(3)P Pour les boulons utilisés dans des trous surdimensionnés ou dans des trous oblongs parallèles au sens de transmission des efforts, le coefficient partiel pour la résistance au glissement aux états limites ultimes doit être pris égal à :

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,40$$

$$\gamma_{Ms,ser} = 1,20$$

(3)I Pour les boulons utilisés dans des trous surdimensionnés ou dans des trous oblongs parallèles au sens de transmission des efforts, le coefficient partiel pour la résistance au glissement aux états limites ultimes doit être pris égal à :

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,25$$

(3)C Aucune vérification à l'état-limite de service n'est nécessaire pour les assemblages boulonnés de catégorie C.

(4) Il convient de ne pas utiliser ces types de trous pour les assemblages calculés comme assemblages de Catégorie B.

(5)P Les trous surdimensionnés, les trous oblongs courts et les trous oblongs longs doivent avoir les dimensions données en 7.5.2 de l'ENV 1993-1-1, sauf si des dimensions inférieures sont exigées par l'autorité compétente.

(6) Le coefficient de glissement μ peut être tiré de 6.5.8.3 de l'ENV 1993-1-1. Cependant, pour le calcul des ponts, il convient d'utiliser uniquement des surfaces de classe A ou de classe B chaque fois que possible.

(7) Dans le calcul des ponts, il convient de prendre en compte le fait que le coefficient de glissement pour les surfaces galvanisées dépend de la durée de la charge. Le coefficient de glissement pour les surfaces de classe D devrait être utilisé pour les efforts de longue durée, mais pour les efforts de courte durée, on peut utiliser une valeur plus élevée pour le coefficient de glissement μ , sous réserve de l'agrément de l'autorité compétente.

6.4.7.2 Effets de levier

(1) Lorsque les fixations doivent supporter l'application d'un effort de traction, elles doivent être dimensionnées pour résister également à l'effort supplémentaire provoqué par l'effet de levier, le cas échéant.

(2) Les effets de levier dépendent de la rigidité relative et des proportions géométriques des pièces de l'assemblage, voir Figure 6.1(a).

(3) Si l'on utilise l'effet de levier dans le calcul des pièces, il convient de déterminer cet effet de levier par une analyse appropriée analogue à celle figurant dans les règles d'application données dans l'annexe J de l'ENV 1993-1-1 pour les assemblages poutres-poteaux.

(4) Comme alternative de (3) ci-dessus, pour la détermination du moment résistant au niveau de **2—2**, voir Figure 6.1(b), la longueur de la section peut être définie sur l'hypothèse d'une diffusion depuis les fixations selon des angles n'excédant pas 60° à partir d'une file perpendiculaire à **2—2**, mais pas au-delà de la moitié de la distance les séparant des fixations adjacentes dans cette file. On peut considérer que la même longueur brute s'applique pour la détermination du moment résistant au niveau de **1—1**.

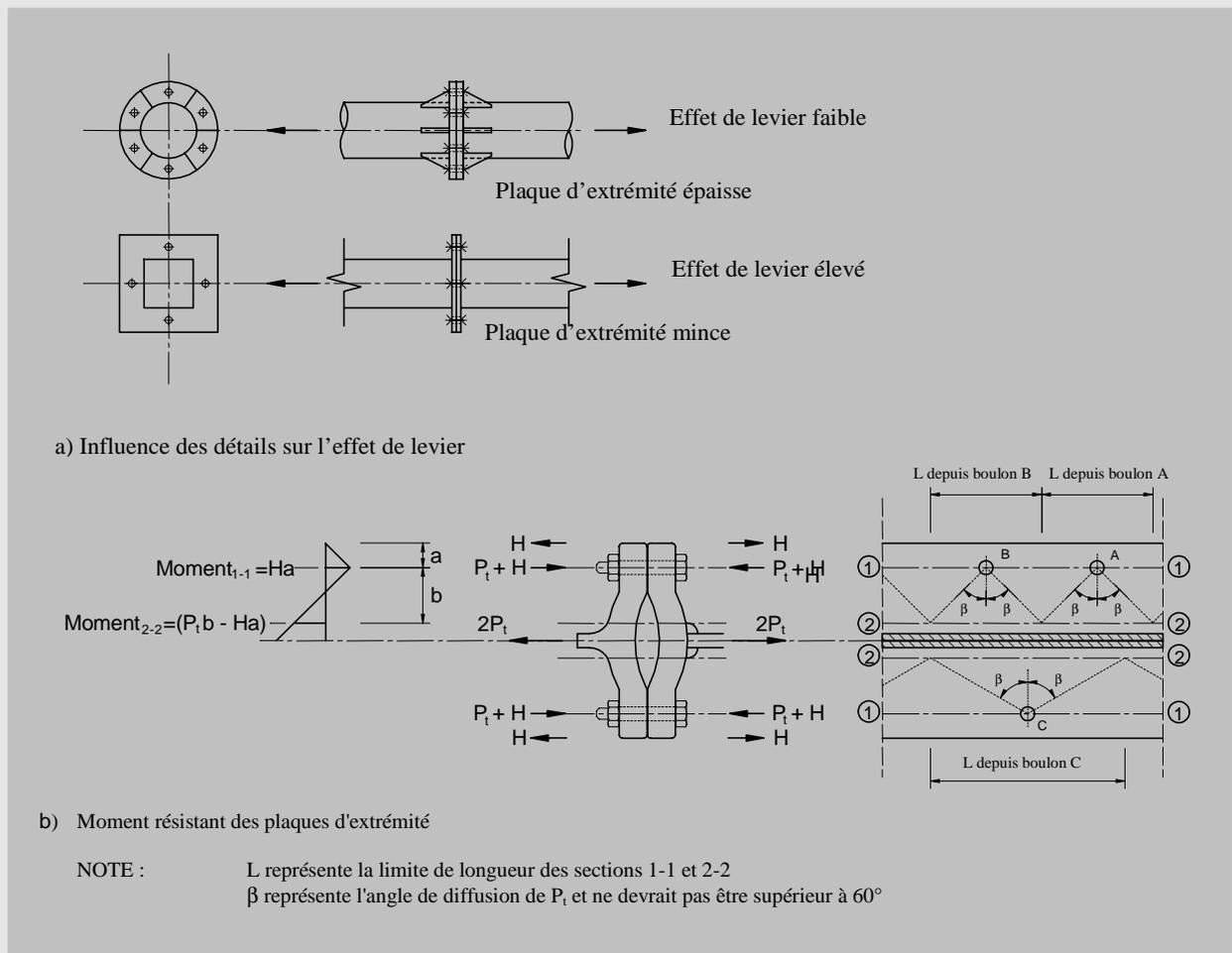


Figure 6.1 — Assemblages tendus

(3) (4) I Les effets de levier ne dépendent des rigidités relatives des boulons et de la platine d'about que dans l'hypothèse où l'assemblage fonctionne dans le domaine élastique. Dans le cas des ponts, il convient de concevoir l'assemblage de façon à maintenir les effets de levier à un niveau négligeable, afin d'éviter des dommages par fatigue (voir 6.5.9 de l'ENV 1993-1-1:1992).

6.4.8 Assemblages articulés

(1)P Outre les dispositions énoncées dans 6.5.13 de l'ENV 1993-1-1, la pression diamétrale de contact doit satisfaire la relation suivante :

$$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd}$$

où :

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 \sqrt{\frac{EF_{Sd,ser}(d_0 - d)}{d^2 t}}$$

$$f_{h,Ed} = 2,5 f_y / \gamma_{Mp,ser}$$

où :

d diamètre d'axe d'articulation ;

d_0 diamètre du trou d'axe d'articulation ;

$F_{Sd,ser}$ valeur de calcul de l'effort à transmettre en pression diamétrale, sous la combinaison de charges caractéristique (rare) pour les états limites de service.

(1) C Afin d'éviter que d'éventuels matages n'affectent l'axe, il est recommandé d'utiliser pour celui-ci un acier de limite d'élasticité sensiblement plus élevée que pour les plaques assemblées.

(2) Il convient de prendre le coefficient partiel $\gamma_{Mp,ser}$ égal à :

$$\gamma_{Mp,ser} = \boxed{1,0}$$

(3) Dans tous les cas où des axes d'articulation risquent de sortir, il convient de les bloquer.

(4)P Lorsque l'autorité compétente l'autorise, des assemblages articulés dont la géométrie présente des différences de détail par rapport à celle illustrée dans le tableau 6.5.6 de l'ENV 1993-1-1 peuvent également être utilisés dans les ponts.

6.5 Assemblages soudés

6.5.1 Types de soudures

(1)P Les soudures en boutonnère et les soudures en bouchon ne doivent pas être utilisées dans les ponts, à l'exception des éléments de structure secondaires.

(2)P Les soudures en gouttière évasée ne doivent pas être utilisées dans les ponts, à l'exception des éléments de structure secondaires, sauf autorisation de l'autorité compétente.

(3)P Les soudures d'angle doivent normalement être continues. Toutefois, lorsqu'il n'existe aucun risque de corrosion, des soudures d'angle discontinues peuvent être utilisées, sous réserve de l'autorisation de l'autorité compétente, à condition que ce procédé soit pris en compte dans le choix de la catégorie de détail appropriée pour le calcul à la fatigue.

6.5.2 Soudures avec fourrures

(1) Dans le cas de soudures avec fourrures, il convient d'araser les fourrures au niveau des bords de la pièce à souder.

(1) C Le comportement à la fatigue de ces dispositions constructives est douteux. Leur emploi est déconseillé dans les constructions neuves.

(2) Lorsque deux pièces assemblées par soudage sont séparées par une fourrure d'une épaisseur inférieure à la longueur du côté du cordon de soudure nécessaire pour transmettre l'effort, il convient d'augmenter la longueur du côté du cordon exigée d'une valeur égale à l'épaisseur de la fourrure.

(3) Lorsque deux pièces assemblées par soudage sont séparées par une fourrure d'une épaisseur égale ou supérieure à la longueur du côté du cordon de soudure nécessaire pour transmettre l'effort, il convient d'assembler chacune des pièces sur la fourrure par une soudure capable de transmettre l'effort de calcul.

6.5.3 Arrachement lamellaire

(1)P Pour les ponts, les détails soudés doivent être conçus pour éviter le risque d'arrachement lamellaire.

NOTE L'annexe D donne des indications sur l'arrachement lamellaire pour les détails de structure soumis à une traction dans le sens de l'épaisseur de la tôle.

(1) A L'annexe D n'est pas à appliquer si la traction dans le sens de l'épaisseur de la tôle est due uniquement à des autocontraintes qu'une faible déformation des pièces peut annuler.

(1) C Le choix d'une qualité Z conforme aux directives de l'annexe D ne dispense pas le constructeur de contrôler la compacité de la tôle à l'emplacement de l'assemblage, si nécessaire.

6.5.4 Répartition des efforts

(1)P La répartition des efforts dans un assemblage soudé peut être déterminée conformément aux dispositions de 6.6.4 de l'ENV 1993-1-1.

(2) Lorsque l'on prend pour hypothèse une répartition plastique, il convient de s'assurer que les critères relatifs à la durabilité et au calcul de la fatigue peuvent être satisfaits.

(3) Il convient de restreindre la possibilité de déformations excessives mentionnée dans 6.6.4(6) de l'ENV 1993-1-1 aux effets d'actions accidentelles.

6.5.5 Résistance par unité de longueur

(1) Il convient de tirer le coefficient de corrélation β_w à utiliser dans 6.6.5.3 de l'ENV 1993-1-1 du tableau 6.1.

Tableau 6.1 — Coefficient de corrélation β_w pour les soudures d'angles

Résistance à la rupture en traction spécifiée de l'acier f_u [N/mm ²]	Coefficient de corrélation β_w
≤ 390	0,8
400 à 460	0,85
470 à 510	0,9
≥ 520	1,0

(2) Il convient de calculer les assemblages soudés entre pièces possédant des nuances de résistance de matériau différentes en utilisant les caractéristiques de résistance les plus faibles.

6.6 Assemblages par couvre-joints

(1) Les dispositions mentionnées en 6.8 de l'ENV 1993-1-1 sont également applicables.

(2) Il convient de respecter les conditions suivantes pour les couvre-joints utilisés dans des éléments fléchis :

- a) les semelles comprimées sont traitées comme des éléments comprimés ;
- b) les semelles tendues sont traitées comme des éléments tendus ;
- c) les pièces soumises à un cisaillement sont calculées pour transmettre les effets suivants concomitants :
 - l'effort tranchant au niveau du couvre-joint ;
 - le moment provoqué par l'excentricité éventuelle des axes neutres des groupes de fixations de chaque côté du couvre-joint ;
 - la part du moment, de la déformation ou des rotations, supportée par l'âme ou la pièce, quelle que soit la répartition d'efforts dans les parties voisines prise pour hypothèse dans le calcul de l'élément ou de la pièce.

6.7 Assemblages de type poutre-poteau

(1) Il convient de justifier les assemblages de type poutre-poteau dans les ossatures transversales conformément aux dispositions de 6.9 et de l'annexe J de l'ENV 1993-1-1.

(1) C Voir également 6.4.7.2. de la présente ENV. Il est rappelé que l'annexe J est celle de l'amendement A2 à l'ENV 1993-1-1.

6.8 Ancrages de câbles

6.8 I Ce paragraphe est sans objet (voir 3.4 (1))

6.8.1 Culots de câbles

- (1)P La sécurité exigée des culots de câbles doit être assurée jusqu'à une température de + 60 °C.
- (2)P Les culots de câbles doivent être vérifiés soit par le calcul soit par des essais conformément aux dispositions de la Section 8.
- (3)P Il convient de minimiser les efforts de flexion dans les culots de câbles en utilisant des détails de constructifs adéquats.

6.8.2 Viroles, brides et autres embouts

(1)P On ne doit pas utiliser de viroles, brides et autres embouts dans les pièces porteuses des ponts permanents.

6.9 Barres à œil

6.9.1 Épaisseur et section nette

- (1) Il convient que les têtes possèdent une épaisseur uniforme, sans renfort au niveau des trous d'articulation.
- (2) L'épaisseur t des têtes ne doit pas, en règle générale, être inférieure à 1/8 de la largeur w , ni inférieure à 12 mm, ni supérieure à 50 mm.
- (3) L'aire de la section transversale A_{net} de la tête au droit de l'axe du trou d'articulation doit être, en règle générale, supérieure d'au moins 35 % à la section nécessaire A_b du corps de la barre.
- (4) L'aire de section transversale nette A_f située à l'arrière du trou d'articulation ne doit pas être, en règle générale, inférieure à 75 % de la section nette nécessaire A_b du corps de l'élément.
- (5) Le rayon de transition r entre la tête et le corps de la barre à œil devrait être égal ou supérieur à la largeur w de la tête au droit de l'axe du trou d'articulation.

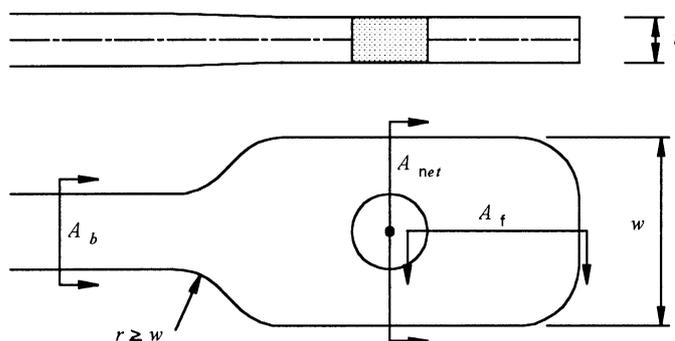


Figure 6.2 — Caractéristiques de section transversale

6.9.2 Calage des barres à œil

- (1) Il convient que les barres à œil d'un même ensemble de barres soient symétriques par rapport au plan central de l'ensemble et aussi parallèles que réalisables en pratique.
- (2) Il convient que les barres soient aussi rapprochées entre elles que possible, et maintenues contre tout déplacement latéral, mais elles doivent être disposées de telle sorte que des barres adjacentes au sein d'un même ensemble soient séparées par une distance suffisante pour permettre l'application d'une protection anticorrosion.
- (3) Il convient d'utiliser des bagues de calage en acier, le cas échéant, pour empêcher tout déplacement latéral des barres à œil ou d'autres éléments assemblés par l'axe d'articulation.

7 Fabrication et montage

NOTE La présente section sera remplacée par une référence à l'EN 1090, Partie 5, dès que cette partie sera disponible.

7 I Dans l'attente de l'obtention d'un ensemble des différentes parties de l'ENV 1090, (7) est invalidé.

Pour les marchés publics, le fascicule 66 du CCTG est d'application.

Pour les marchés de la SNCF, le livret 2.32 de la SNCF est d'application.

7.1 Exigences

- (1) Les dispositions données dans la Section 7 de l'ENV 1993-1-1, à l'exception de celles remplacées par les exigences ci-après, sont également applicables aux ponts.
- (2) Il convient de viser la qualité supérieure de réalisation, et le niveau plus rigoureux de contrôles et d'essais, nécessaires pour les ponts où la fatigue prédomine, par une exécution conforme aux exigences de l'ENV 1090-5.
- (3) Il convient que la totalité des aciers de construction, des fixations et des produits d'apport de soudage soit conforme aux exigences spécifiées dans la Section 3.
- (4) Si l'on utilise des matériaux alternatifs ou complémentaires, il convient que les exigences spécifiées en (1) soient complétées en tant que de besoin de sorte à garantir un niveau de sécurité similaire à celui procuré par les exigences énoncées en (1) ci-dessus.
- (5) Il convient que l'exécution soit conforme à l'ENV 1090-5, sauf spécification contraire mentionnée dans cette Section 7.

7.2 Dossier

- (1) Lorsque des informations concernant l'obtention de classes de fatigue spécifiques sont nécessaires, il convient que celles-ci figurent en totalité dans le dossier de spécifications du projet, et comprennent notamment :
 - la qualité exigée pour les soudures par rapport à la catégorie de fatigue retenue ;
 - les dispositifs de levage temporaires requis et les dispositions pour leur suppression ;
 - la finition exigée pour les profils des cordons de soudures ;
 - le mode de réalisation de la pleine pénétration des soudures bout-à-bout, soudées d'un seul côté ;
 - le matériau destiné aux supports envers de soudures, ne faisant pas partie de la structure ;
 - les emplacements où des zones d'appui par contact sont nécessaires ;
 - les exigences des paragraphes 7.3 à 7.8.

7.3 Tolérances géométriques

(1) Pour les tôles raidies, il convient que les limites de tolérance soient mentionnées dans le cahier des charges du projet.

NOTE L'annexe G donne des indications concernant les détails constructifs des tabliers orthotropes. L'annexe K donne des indications concernant les tolérances des tôles raidies.

7.4 Boulons et axes calibrés

(1) Sauf spécification contraire dans le cahier des charges du projet, il convient que les tiges des boulons calibrés et des axes d'articulation calibrés soient de classe de tolérance h12 selon l'ISO 286-2, et que les trous soient de classe de tolérance H12 selon l'ISO 286-2.

7.5 Restrictions concernant le soudage

(1)P Il convient de spécifier dans le cahier des charges du projet la position et les détails des accessoires provisoires, ainsi que la méthode d'enlèvement et les exigences concernant le contrôle après enlèvement.

7.6 Traitement après soudage

(1) Pour les techniques d'amélioration des soudures, voir 9.7.

7.7 Montage

(1) Sauf spécification contraire de l'autorité compétente, il convient que la déclaration de méthode de montage comprenne les points suivants :

- position et types des assemblages sur chantier ;
- dimension maximale des ensembles, poids et emplacement ;
- transport des ensembles, oreilles de levage ;
- positions et conditions concernant les appuis et les vérins ;
- séquence de montage ;
- contreflèche et préréglages exigés, y compris les valeurs à vérifier en cours de fabrication ;
- concept de stabilité pour la structure partiellement montée, y compris toutes exigences concernant les dispositifs provisoires de contreventement, d'étayage ou d'ancrage ;
- concept de stabilité pour les appuis ;
- déformations de la structure partiellement montée pour des conditions particulières de température et de vent ;
- positions et charges particulières concernant les grues, matériaux entreposés, contrepoids, etc. pour les différentes étapes de construction ;
- instructions pour le stockage, le levage, le montage et la mise en tension des haubans ;
- détails des phases de bétonnage et dispositions propres à faciliter le bétonnage ;
- conditions de démontage des étais ou contreventements temporaires, ou toutes exigences concernant la précontrainte ou la relaxation de la structure ;
- dispositions et vérifications concernant les charges supportées par les piles et culées ;
- conditions pouvant affecter la sécurité en cours de construction ;
- programme et méthodes de réglage des appareils d'appui et scellements ;
- détails concernant la pose de la surface d'usure (ordre, température, rythme de pose) ;
- détails concernant l'installation de tous les dispositifs provisoires et leur liaison aux ouvrages permanents, avec instructions concernant leur démontage.

7.8 Traitement de protection

- (1) Il convient que toutes les dispositions concernant la préparation des surfaces, les systèmes de peinture et de revêtement, les systèmes d'étanchéité ainsi que leur mise en œuvre soient approuvées par l'autorité compétente.
- (2) Il convient que les bords libres des surfaces devant recevoir une peinture de protection soient arrondis, conformément à l'ISO 12944-3.

8 Dimensionnement assisté par des essais

8.1 Généralités

(1)P Le dimensionnement assisté par des essais doit être conforme aux dispositions de la Section 8 de l'ENV 1991-1 et de la Section 8 de l'ENV 1993-1-1, complétées par les dispositions supplémentaires données en 8.2 et 8.3.

8.2 Types d'essais

- (1) Il convient de faire une distinction entre les types d'essais suivants :
 - a) les essais destinés à établir directement la résistance ultime ou les caractéristiques de service de parties de structure, par exemple des essais effectués pour la conception de systèmes de ponts provisoires standardisés ;
 - b) les essais destinés à obtenir des caractéristiques de matériau spécifiques, par exemple des essais de sol in situ ou en laboratoire, des essais de nouveaux matériaux de revêtement ;
 - c) les essais destinés à réduire les incertitudes de paramètres des modèles de résistance ou de charge, par exemple des essais en soufflerie, des essais de prototypes grandeur nature, des essais de modèles à échelle réduite ;
 - d) les essais de contrôle destinés à vérifier la qualité des produits livrés ou la régularité des caractéristiques de production, par exemple des essais de câbles ou de chapes ;
 - e) les essais effectués en cours d'exécution afin de prendre en compte des conditions réelles constatées, par exemple pour les mesures de fréquences, ou d'amortissement ;
 - f) les essais de contrôle destinés à vérifier le comportement de la structure réelle ou d'éléments de la structure après réalisation, par exemple l'épreuve de mise en charge pour les états limites ultimes ou de service.
- (2) Pour les essais de type (a), (b) et (c), il convient que les valeurs de calcul soient déduites des résultats d'essais, si ceux-ci sont disponibles en temps voulu.
- (3) Pour les essais de type (d), (e) et (f) ou dans les cas où les résultats d'essais ne sont pas disponibles en temps voulu, il convient que les valeurs de calcul soient prises égales à celles qui sont censées satisfaire les critères d'acceptation.

8.3 Vérification par essais des effets aérodynamiques résultant de l'action du vent sur les ponts

- (1)P Des essais doivent être effectués pour valider la conception d'un pont sous l'action du vent lorsque les calculs ou l'utilisation de résultats disponibles sont incapables de fournir une garantie suffisante de sécurité de la structure au cours du montage ou de la durée de service.
- (2) Il convient d'effectuer des essais pour caractériser, selon le cas :
 - a) l'environnement de vent global sur le site du pont ;
 - b) les actions quasi-statiques de traînée et de soulèvement ainsi que les moments de torsion exercés sur un pont ou sur ses éléments par l'écoulement du vent ;
 - c) l'amplitude de l'oscillation d'un pont ou de ses éléments en réponse à l'excitation par les détachements de tourbillons se produisant alternativement de chaque côté du pont ou de l'élément sous l'action du vent (réponse d'amplitude limitée) ;

- d) la vitesse du vent pour laquelle le pont ou l'un de ses éléments peut être susceptible d'une instabilité aéroélastique (flexion, torsion, torsion-flexion, vibration provoquée par le vent et la pluie, divergence non oscillatoire, etc.) ;
- e) la réponse du pont ou de l'un de ses éléments à la turbulence du vent naturel ;
- f) l'amortissement inhérent de la structure.

(3) Normalement, il convient que les essais destinés à établir les points 2(a) à (e) ci-dessus soient effectués en soufflerie. Lorsqu'un projet est soumis à des essais en soufflerie, il convient que les modèles reproduisent précisément les détails extérieurs de la section transversale externes, y compris les accessoires ne faisant pas partie de la structure, tels les parapets, et qu'ils présentent une plage représentative de fréquences propres et d'amortissement appropriée aux divers modes prévus de vibration du pont. Il convient d'accorder une attention particulière à l'influence des turbulences et à l'effet d'incidence du vent sur l'horizontale, en fonction de l'exposition du pont.

(4) Il convient de s'assurer que toute modification potentielle de section transversale (par exemple par l'apparition de glace ou d'écoulements d'eau sur un câble) est correctement prise en compte dans les essais.

(5) L'amortissement de la structure peut être estimé par excitation mécanique du pont (au moyen, par exemple, de machines à mouvement alternatif, de machines à rotation déséquilibrée, etc.) et en mesurant l'apport d'énergie nécessaire pour générer une amplitude d'oscillation particulière, ou en mesurant l'atténuation de l'oscillation après l'arrêt de l'excitation.

9 Vérification à la fatigue

9 I En raison de la disponibilité prochaine de l'EN 1993-1-9 (fatigue), l'article 9 est invalidé. On appliquera l'article 9 de l'ENV 1993-1-1 DAN, complété par le document : Ponts Métalliques et Mixtes — Résistance à la fatigue — Guide de conception et de justifications — SETRA, CTICM, SNCF, mai 1996, sauf indication particulière du CCTP. Le guide est cohérent avec ce chapitre et préfigure l'ENV 1993-1-9.

9.1 Généralités

(1)P Les dispositions mentionnées dans la Section 9 de l'ENV 1993-1-1 doivent être modifiées ou remplacées (selon le cas) par les dispositions mentionnées dans cette Section 9.

(2) Aucune évaluation de la fatigue n'est normalement nécessaire pour :

- les ponts piétonniers, les aqueducs, ou autres ponts supportant des charges statiques prédominantes, sauf si de tels ponts, ou certaines de leurs parties, sont susceptibles d'être excités par des charges de vent ou le passage de piétons ;
- les parties de ponts ferroviaires ou routiers qui ne supportent pas de charges de trafic et qui ne sont pas susceptibles d'être excités par des charges de vent.

9.2 Charges de fatigue

9.2.1 Généralités

(1)P Les charges de fatigue provoquées par le trafic doivent être tirées du cahier des charges du projet et de l'ENV 1991-3.

(2) Il convient que le cahier des charges du projet définisse les charges de fatigue de telle sorte que la vérification puisse être effectuée sous forme d'une vérification du dommage cumulé, selon 9.5.2.2 de l'ENV 1993-1-1, ou bien selon l'ENV 1991-3 (3) de telle sorte que la vérification puisse être effectuée sous forme d'évaluation d'une étendue de contraintes équivalente selon 9.5.2.2(10) de l'ENV 1993-1-1.

(3) Il convient de prendre dans l'ENV 1991-2-4 les charges de fatigue exercées sur les éléments élancés par les excitations du vent.

NOTE Pour la fatigue résultant des vibrations induites par le vent dans les éléments de ponts élancés, voir l'annexe F.

9.2.2 Modèle simplifié de charge de fatigue pour les ponts routiers

- (1) Pour la vérification simplifiée de la fatigue des ponts routiers donnée en 9.5.1, le modèle de charge de fatigue n° 3 (modèle à véhicule unique) donné en 4.6.4 de l'ENV 1991-3 peut être appliqué conjointement avec les données de circulation spécifiées par l'autorité compétente.
- (2) Il convient de prendre le nombre de camions par an par voie lente N_{obs} dans le cahier des charges du projet ou dans le tableau 4.5 de l'ENV 1991-3.

9.2.3 Modèle simplifié de charge de fatigue pour les ponts ferroviaires

- (1) Pour la vérification simplifiée de la fatigue des ponts ferroviaires donnée en 9.5.2, il convient d'utiliser les valeurs caractéristiques du modèle de charge n° 71, en incluant le coefficient dynamique Φ_2 selon 6.9 de l'ENV 1991-3.

9.3 Coefficients partiels pour les vérifications à la fatigue

- (1)P Sauf mention contraire dans le cahier des charges du projet, le facteur partiel pour les charges de fatigue doit être pris égal à :

$$\gamma_{Ff} = 1,0$$

- (2) Sauf spécification différente de l'autorité compétente, il convient de prendre le facteur partiel pour la résistance à la fatigue γ_{Mf} égal à :

$$\gamma_{Mf} = 1,0 \text{ pour les éléments redondants de la structure ;}$$

$$\gamma_{Mf} = 1,15 \text{ pour les éléments clés de la structure.}$$

NOTE Les éléments de la structure peuvent être considérés comme redondants dans l'un des cas suivants :

- toute fissuration au niveau de la section critique réduit les contraintes au niveau de cette section (fatigue par distorsion) ; ou
- la ruine de l'élément n'entraîne pas l'effondrement du pont.

Les éléments clés sont ceux dont la ruine entraînerait l'effondrement du pont.

9.4 Spectres de contraintes de fatigue

- (1) Pour le chargement de fatigue simplifié donné en 9.2.2 ou 9.2.3, la procédure suivante peut être utilisée pour la détermination du spectre d'étendues de contraintes de calcul, sauf spécification différente de l'autorité compétente.
- (2) Il convient de déterminer la contrainte maximale $\sigma_{P,max}$ et la contrainte minimale $\sigma_{P,min}$ pour un détail en étudiant les surfaces d'influence.
- (3) Il convient de calculer l'étendue de contraintes de référence $\Delta\sigma_P$ pour la détermination des dommages dus au spectre d'étendues de contraintes au moyen de l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{P,max} - \sigma_{P,min}|$$

- (4) Les dommages dus au spectre d'étendues de contraintes peuvent être représentés par l'étendue de contraintes équivalente correspondant à 2×10^6 cycles :

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\Phi_2\Delta\sigma_P$$

où :

λ représente le coefficient d'équivalence de dommage tel qu'il est défini en 9.5 ;

Φ_2 représente le coefficient d'impact équivalent.

- (5) Pour les ponts ferroviaires, il convient de prendre la valeur de Φ_2 d'après l'ENV 1991-3. Pour les ponts routiers, Φ_2 peut être pris égal à 1,0.
- (6) Comme alternative à la procédure indiquée ci-dessus, les spectres de contraintes de fatigue peuvent également être obtenus à partir de l'évaluation des historiques de contraintes résultant des charges de fatigue de véhicules selon les spécifications de l'ENV 1991-3, sous réserve de l'agrément de l'autorité compétente.

9.5 Procédures de vérification à la fatigue

9.5.1 Vérification à la fatigue

La vérification à la fatigue doit être effectuée avec les critères suivants :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

et

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf}$$

9.5.2 Coefficients d'équivalence de dommage λ pour les ponts routiers

(1) Il convient de calculer le coefficient d'équivalence de dommage λ pour les ponts routiers d'une portée maximale de 80 m à partir de la formule suivante :

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \quad \text{mais} \quad \lambda \leq \lambda_{\max}$$

où :

- λ_1 coefficient pour les divers types de poutres qui prend en compte les effets du trafic et dépend de la longueur (portée) de la ligne ou surface d'influence ;
- λ_2 coefficient prenant en compte le volume de trafic ;
- λ_3 coefficient prenant en compte la durée de vie de calcul du pont ;
- λ_4 coefficient prenant en compte le trafic lourd sur les autres voies de circulation ;
- λ_{\max} valeur λ maximale tenant compte de la limite de fatigue, voir (8).

(2) En fonction du type de ligne d'influence et des données géométriques, il convient de calculer le coefficient λ_1 d'après les indications suivantes, voir figures 9.1 et 9.2.

(3) Pour la détermination de λ_1 il convient de considérer la longueur de portée de la façon suivante :

— pour les moments :

- pour une travée isostatique, la portée, L_i ;
- pour les travées continues, la portée L , pour la travée considérée, et la moyenne des portées concernées pour les sections d'appui, voir Figure 9.5 ;
- pour les poutres transversales supportant des raidisseurs, la somme de la portée des raidisseurs supportés par la poutre transversale.

— pour le cisaillement :

- pour une travée (et, par approximation, pour une travée continue) ;
- pour la section d'appui, voir Figure 9.5, la portée considérée L_i ;
- pour la section à mi-portée, $0,4 \times$ la portée considérée L_i .

— dans les autres cas :

- comme pour les moments.

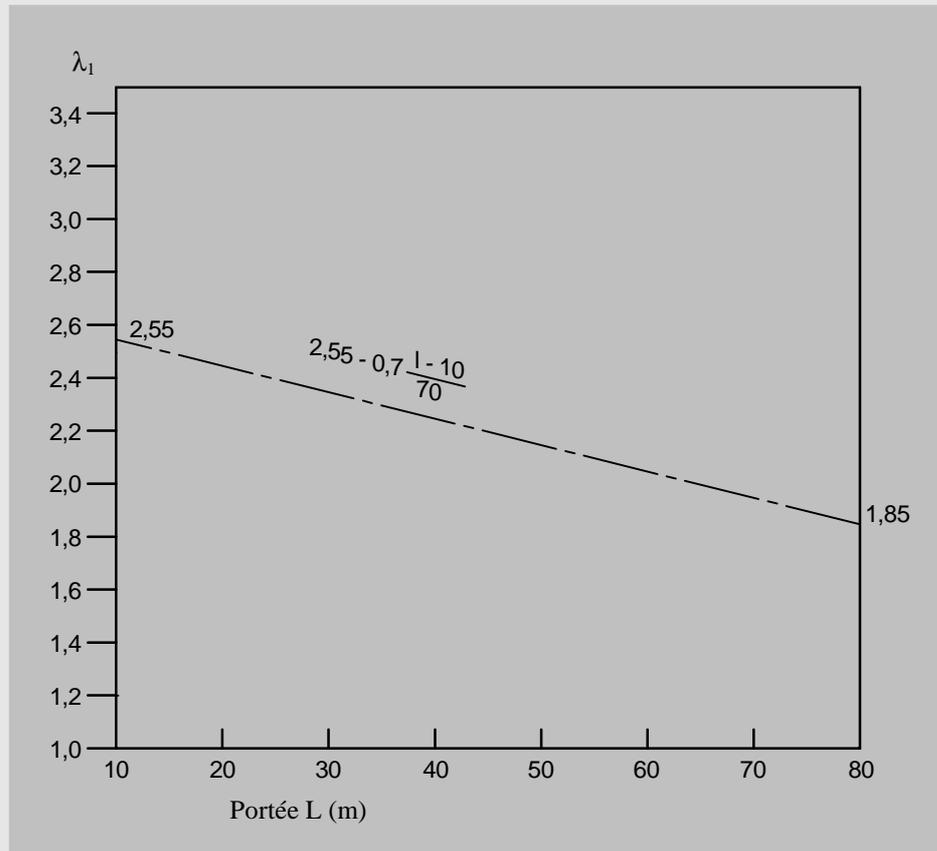


Figure 9.1 — λ_1 pour les moments à mi-portée pour les ponts routiers

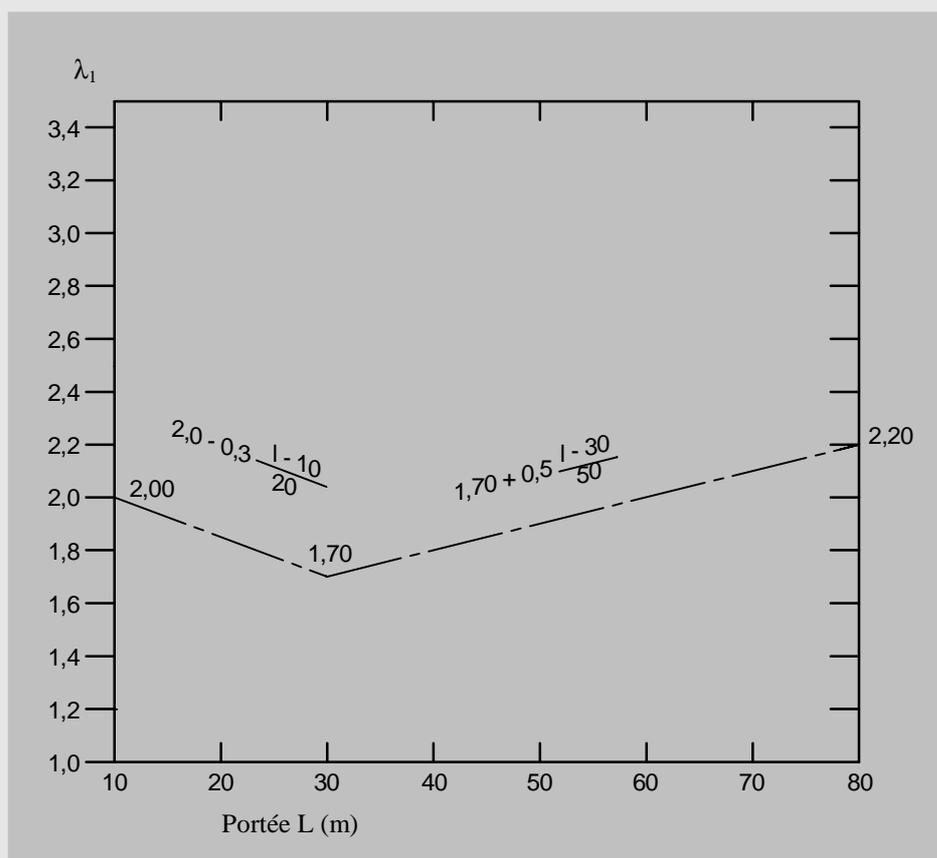


Figure 9.2 — λ_1 pour les moments sur appuis pour les ponts routiers

(4) Il convient de calculer le coefficient λ_2 au moyen de :

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

où Q_{m1} représente le poids brut moyen des camions circulant sur la voie lente (kN) comme spécifié par l'autorité compétente, obtenu par :

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

avec :

$$Q_0 = 480 \text{ kN}$$

$$N_0 = 0,5 \times 10^6$$

où :

N_{Obs} nombre total de camions par an sur la voie lente, voir 9.2.2.(2) ;

Q_i poids brut du camion i sur la voie lente (kN) comme spécifié par l'autorité compétente ;

n_i nombre de camions de poids brut Q_i sur la voie lente comme spécifié par l'autorité compétente.

(5) Pour des valeurs données de Q_{m1} et de N_{Obs} le coefficient λ_2 peut être tiré du tableau 9.1.

Tableau 9.1 — Coefficient λ_2

Q_{m1}	N_{Obs}							
	0,25 E 6	0,50 E 6	0,75 E 6	1,00 E 6	1,25 E 6	1,50 E 6	1,75 E 6	2,00 E 6
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,500	0,519	0,535	0,550
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,100
500	0,907	1,042	1,130	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,250	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

(6) Il convient de calculer le coefficient λ_3 de la façon suivante :

$$\lambda_3 = (\dot{t}_{Ld} / 100)^{1/5}$$

où :

\dot{t}_{Ld} durée de vie de calcul du pont, en années, comme spécifié par l'autorité compétente.

Tableau 9.2 — Coefficient λ_3

Durée de vie de calcul en années	50	60	70	80	90	100	120
Coefficient λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

(7) Il convient de calculer le coefficient λ_4 au moyen de :

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2 \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3 \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5}{N_1} \right]^{\frac{1}{5}}$$

où :

- k nombre de voies supportant un trafic lourd, comme spécifié par l'autorité compétente ;
- N_j nombre de camions par an sur la voie j , comme spécifié par l'autorité compétente ;
- Q_{mj} poids brut moyen des camions sur la voie j , comme spécifié par l'autorité compétente ;
- η_j valeur de la ligne d'influence pour la sollicitation qui provoque l'étendue de contraintes au milieu de la voie j .

(8) Il convient de déterminer le coefficient λ_{\max} d'après les Figures 9.3 et 9.4.

9.5.3 Coefficients d'équivalence de dommage λ pour les ponts ferroviaires

(1) Il convient de calculer le coefficient d'équivalence de dommage λ pour les ponts ferroviaires d'une portée maximale de 100 m à partir de la formule suivante :

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \quad \text{mais} \quad \lambda \leq \lambda_{\max}$$

où :

- λ_1 coefficient pour divers types de poutres qui prend en compte les effets du trafic et dépend de la longueur (portée) de ligne ou surface d'influence ;
- λ_2 coefficient prenant en compte le volume de trafic ;
- λ_3 coefficient prenant en compte la durée de vie de calcul du pont ;
- λ_4 coefficient à appliquer lorsque l'élément de structure supporte plus d'une voie ;
- λ_{\max} valeur λ maximale tenant compte de la limite de fatigue, voir (8).

(2) La valeur du coefficient de portée λ_1 peut être tirée des tableaux 9.3, 9.4 et 9.5 en fonction de la portée et du trafic considérés.

NOTE Les valeurs soulignées dans les tableaux 9.3, 9.4 et 9.5 donnent l'enveloppe de tous les types de trains indiqués dans l'annexe F de l'ENV 1991-3 (tels les trains de marchandises, les trains de voyageurs et les trains à grande vitesse, dans des combinaisons quelconques) et couvrent les effets les plus défavorables pour une portée donnée. Les valeurs données pour la circulation mixte correspondent à la combinaison des types de trains figurant dans l'annexe F de l'ENV 1991-3.

(3) Pour les lignes comportant des combinaisons de types de trains autres que celles considérées (lignes spécialisées, par exemple) l'autorité compétente peut spécifier directement des valeurs de λ_1 , comme montré dans les tableaux 9.3, 9.4 et 9.5.

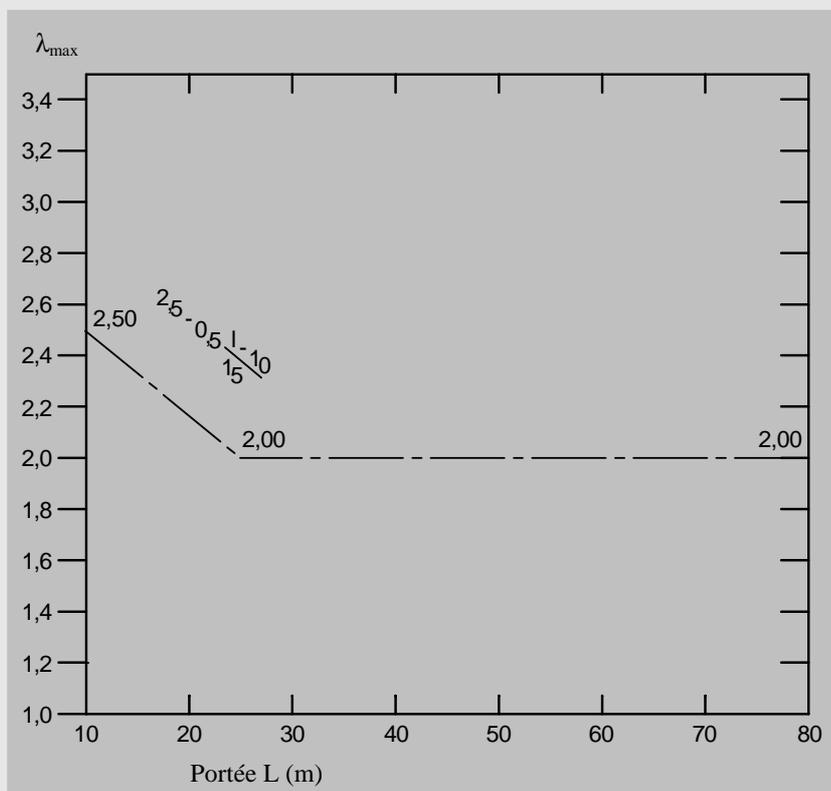


Figure 9.3 — λ_{max} pour les moments à mi-portée pour les ponts ferroviaires

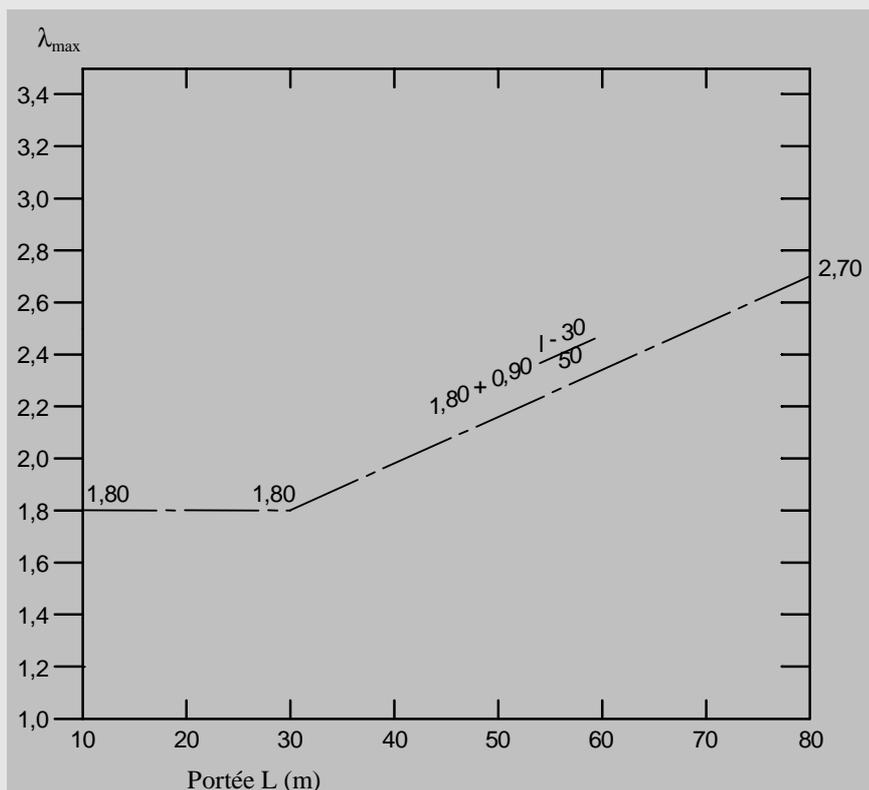


Figure 9.4 — λ_{max} pour les moments sur appuis pour les ponts ferroviaires

Tableau 9.3 — Valeurs de λ_1 pour la circulation ferroviaire normale

L	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5	Type 6	Type 7	Type 8	EC Mixte
0,5	1,38	1,27	1,31	1,50	1,62	1,65	<u>1,69</u>	1,65	1,60
1,0	1,38	1,27	1,31	1,50	1,62	1,65	<u>1,69</u>	1,65	1,60
1,5	1,38	1,27	1,31	1,50	1,62	1,65	<u>1,69</u>	1,65	1,60
2,0	1,37	1,26	1,31	1,49	1,35	1,46	1,53	<u>1,64</u>	1,46
2,5	1,17	1,23	1,28	1,46	1,29	1,39	1,44	<u>1,60</u>	1,38
3,0	1,05	1,19	1,25	1,42	1,25	1,35	1,4	<u>1,56</u>	1,35
3,5	0,94	1,02	1,12	1,16	1,12	1,18	1,17	<u>1,40</u>	1,17
4,0	0,81	0,82	0,96	1,00	1,15	1,08	1,05	<u>1,20</u>	1,07
4,5	0,77	0,73	0,88	0,91	<u>1,14</u>	1,07	1,04	0,97	1,02
5,0	0,86	0,69	0,80	0,86	<u>1,16</u>	1,07	1,05	0,93	1,03
6,0	0,97	0,63	0,79	0,79	<u>1,12</u>	1,07	1,07	0,78	1,03
7,0	0,98	0,57	0,79	0,82	0,96	1,04	<u>1,07</u>	0,79	0,97
8,0	0,92	0,55	0,77	0,83	0,85	1,01	<u>1,06</u>	0,73	0,92
9,0	0,88	0,56	0,74	0,83	0,77	0,96	<u>1,05</u>	0,68	0,88
10,0	0,85	0,56	0,72	0,83	0,66	0,91	<u>1,04</u>	0,65	0,85
12,5	0,79	0,55	0,73	0,78	0,52	0,89	<u>1,00</u>	0,60	0,82
15,0	0,75	0,56	0,73	0,77	0,51	0,81	<u>0,91</u>	0,59	0,76
17,5	0,74	0,56	0,73	0,68	0,53	0,72	<u>0,80</u>	0,58	0,70
20,0	<u>0,74</u>	0,55	0,68	0,66	0,55	0,72	0,70	0,58	0,67
25,0	<u>0,76</u>	0,59	0,56	0,58	0,59	0,69	0,68	0,60	0,66
30,0	<u>0,77</u>	0,60	0,50	0,53	0,60	0,65	0,69	0,63	0,65
35,0	<u>0,76</u>	0,58	0,49	0,51	0,63	0,62	0,68	0,65	0,64
40,0	<u>0,73</u>	0,56	0,47	0,50	0,66	0,62	0,68	0,65	0,64
45,0	<u>0,70</u>	0,53	0,45	0,49	0,68	0,61	0,68	0,65	0,64
50,0	0,68	0,51	0,43	0,48	<u>0,70</u>	0,60	0,69	0,65	0,63
60,0	0,64	0,47	0,41	0,47	<u>0,73</u>	0,57	0,68	0,64	0,63
70,0	0,61	0,45	0,40	0,45	<u>0,75</u>	0,56	0,67	0,63	0,62
80,0	0,57	0,43	0,38	0,42	<u>0,76</u>	0,53	0,67	0,62	0,61
90,0	0,53	0,40	0,36	0,41	<u>0,77</u>	0,52	0,67	0,62	0,61
100,0	0,51	0,38	0,36	0,39	<u>0,77</u>	0,51	0,67	0,62	0,60

Tableau 9.4 — Valeurs de λ_1 pour trains express multiples et lignes de métro

<i>L</i>	Type 9	Type 10
0,5	0,97	1,00
1,0	0,97	1,00
1,5	0,97	1,00
2,0	0,97	0,99
2,5	0,95	0,97
3,0	0,85	0,94
3,5	0,76	0,85
4,0	0,65	0,71
4,5	0,59	0,65
5,0	0,55	0,62
6,0	0,58	0,63
7,0	0,58	0,60
8,0	0,56	0,60
9,0	0,56	0,55
10,0	0,56	0,51
12,5	0,55	0,47
15,0	0,50	0,44
17,5	0,46	0,44
20,0	0,44	0,43
25,0	0,40	0,41
30,0	0,37	0,42
35,0	0,36	0,44
40,0	0,35	0,46
45,0	0,35	0,47
50,0	0,36	0,48
60,0	0,39	0,48
70,0	0,40	0,49
80,0	0,39	0,49
90,0	0,39	0,48
100,0	0,40	0,48

Tableau 9.5 — Valeurs de λ_1 pour circulation ferroviaire avec essieux de 25 t

L	Type 5	Type 6	Type 11	Type 12	25 t Mix
0,5	1,62	1,65	1,83	<u>1,79</u>	1,65
1,0	1,62	1,65	1,83	<u>1,79</u>	1,65
1,5	1,62	1,65	1,83	<u>1,79</u>	1,65
2,0	1,35	1,46	1,81	<u>1,78</u>	1,64
2,5	1,29	1,39	1,56	<u>1,74</u>	1,55
3,0	1,25	1,35	1,51	<u>1,69</u>	1,51
3,5	1,12	1,18	1,21	<u>1,57</u>	1,31
4,0	1,15	1,08	1,04	<u>1,30</u>	1,16
4,5	<u>1,14</u>	1,07	1,05	1,05	1,08
5,0	<u>1,16</u>	1,07	1,07	1,00	1,07
6,0	<u>1,12</u>	1,07	1,10	0,87	1,04
7,0	0,96	1,04	<u>1,15</u>	0,77	1,02
8,0	0,85	1,01	<u>1,14</u>	0,71	0,99
9,0	0,77	0,96	<u>1,13</u>	0,67	0,96
10,0	0,66	0,91	<u>1,12</u>	0,64	0,93
12,5	0,52	0,89	<u>1,07</u>	0,60	0,90
15,0	0,51	0,81	<u>0,99</u>	0,59	0,92
17,5	0,53	0,72	<u>0,85</u>	0,58	0,73
20,0	0,55	0,72	<u>0,76</u>	0,58	0,68
25,0	0,59	0,69	0,67	0,59	0,65
30,0	0,60	0,65	0,68	0,62	0,64
35,0	0,63	0,62	0,68	0,65	0,65
40,0	0,66	0,62	0,68	0,65	0,65
45,0	0,68	0,61	0,69	0,65	0,65
50,0	<u>0,70</u>	0,60	0,70	0,65	0,66
60,0	<u>0,73</u>	0,57	0,69	0,65	0,66
70,0	<u>0,75</u>	0,56	0,69	0,65	0,66
80,0	<u>0,76</u>	0,53	0,70	0,65	0,66
90,0	<u>0,77</u>	0,52	0,70	0,65	0,66
100,0	<u>0,77</u>	0,51	0,70	0,65	0,66

(4) Pour la détermination de λ_1 il convient de considérer la portée de la façon suivante :

a) pour les moments :

- pour une travée isostatique, la portée, L ;
- pour les travées continues, la portée, L , pour la travée considérée et la moyenne des portées concernées pour une section d'appui, voir figure 9.5 ;
- pour les poutres transversales supportant des traverses de rails (ou des raidisseurs), la somme des portées des traverses de rails (ou des raidisseurs) portés par la poutre transversale ;
- pour une tôle de platelage supportée par des pièces de pont ou des raidisseurs transversaux uniquement (absence d'éléments longitudinaux) et pour ces éléments supports, la longueur de la ligne d'influence pour le déplacement (en ignorant toute partie montrant un déplacement vers le haut), en prenant dûment en compte la rigidité des rails dans la répartition des charges. Pour les éléments transversaux espacés de 750 mm au maximum, cette valeur peut être prise égale à $2 \times$ l'espacement des éléments transversaux + 3 m.

b) pour le cisaillement pour une travée isostatique (et, par approximation, pour une travée continue) :

- pour une section d'appui, voir figure 9.5, la portée considérée L_i ;
- pour une section en travée, $0,4 \times$ la portée considérée L_i .

c) dans les autres cas :

- comme pour les moments.

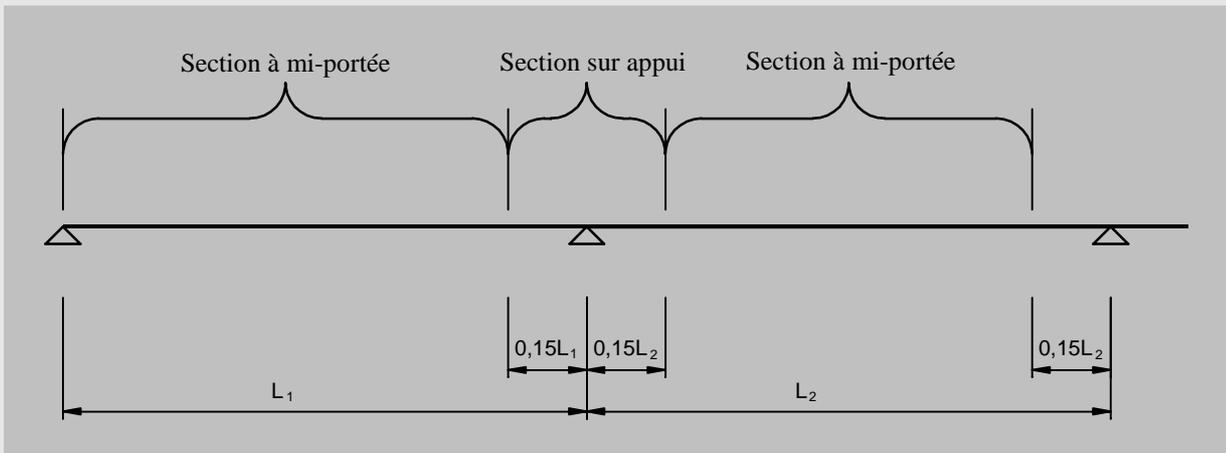


Figure 9.5 — Zones où section à mi-portée ou section sur appui sont à considérer

(3) Il convient de prendre les valeurs de λ_2 dans le tableau 9.6.

Tableau 9.6 — Valeurs de λ_2 en fonction du volume annuel de circulation

Trafic annuel [10^6 t / voie]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

(6) Il convient de prendre les valeurs de λ_3 dans le tableau 9.7.

Tableau 9.7 — Valeurs de λ_3 en fonction de la durée de vie de calcul de la structure

Durée de vie (années)	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

(7) Il convient de prendre les valeurs de λ_4 dans le tableau 9.8.

Tableau 9.8 — Valeurs de λ_4

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71
Légende :						
$\Delta\sigma_1$ étendue de contraintes au niveau de la section à vérifier, résultant du modèle de charge 1 sur une seule voie ;						
$\Delta\sigma_{1+2}$ étendue de contraintes au niveau de la même section, résultant du modèle de charge 71 selon 6.2.3 de l'ENV 1991-3 sur deux voies quelconques.						

(8) Les valeurs de λ_4 dans le tableau 9.8 supposent que 12 % de la circulation totale sur les deux voies se croise sur le pont. La valeur de λ_4 peut être adaptée pour différentes proportions de croisement de la circulation au moyen de la formule suivante :

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1 - n][a^5 + (1 - a)^5]}$$

avec :

$$a = \Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$$

où :

n représente la proportion de croisement de circulation sur le pont.

(9) Pour tenir compte de la limite de fatigue, il convient que la valeur de λ ne dépasse pas celle de λ_{\max} donnée par :

$$\lambda_{\max} = 1,4$$

9.5.4 Combinaison de dommages résultant d'étendues de contraintes locales et globales

(1) Lorsqu'un élément est soumis à des variations de contraintes en raison des effets combinés de la flexion de la poutre principale (effets globaux) et de la flexion du tablier (effets locaux), il convient de combiner les effets séparés à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_{\text{loc}} \times \Phi_{\text{loc}} \times \Delta\sigma_{\text{loc}} + \lambda_{\text{glo}} \times \Phi_{\text{glo}} \times \Delta\sigma_{\text{glo}}$$

où l'indice «loc» fait référence aux effets locaux, et l'indice «glo» aux effets globaux.

9.6 Résistance à la fatigue

(1) Pour l'évaluation de la résistance à la fatigue des ponts, il convient d'utiliser les annexes L et G sauf spécification contraire de l'autorité compétente.

(2)P Dans les détails non soudés ou dans les détails soudés ayant fait l'objet d'une relaxation des contraintes, l'étendue de contraintes efficace à utiliser dans la vérification de la fatigue doit être déterminée en ajoutant la partie en traction de l'étendue de contraintes et 60 % de la partie en compression de la plage de contraintes.

9.7 Traitement après soudage

(1) Selon le cas, des techniques d'amélioration des soudures, telles le meulage du pied du cordon, la refusion TIG de la région du pied du cordon, le martelage, le grenailage, peuvent être spécifiées dans le cahier des charges du projet.

(2) Les avantages éventuels procurés par de telles techniques peuvent être pris en compte dans la vérification à la fatigue, avec l'accord de l'autorité compétente.

Annexe A

(normative)

Câbles à haute résistance

Annexe A I Selon les indications données en 3.4. (1), la présente annexe est invalidée.

Annexe A C La présente annexe A ne traite pas tous les types de câbles. Le traitement des câbles de ponts concerne également les ENV 1992-2 et 1994-2, et devrait être unique pour tout type de pont.

Cette annexe ne doit pas être utilisée pour l'usage expérimental du présent Eurocode 3-2, même si de nombreux articles sont valables dans l'absolu. Des observations détaillées seront fournies au CEN.

A.1 Généralités

A.1.1 Objet

(1)P Les types de câbles suivants, ainsi que leurs culots et leurs équipements auxiliaires, sont couverts dans la présente Partie 2 de l'ENV 1993 :

- torons ;
- câbles hélicoïdaux ;
- câbles clos ;
- câbles à fils parallèles ;
- câbles torsadés.

(2)P Les applications suivantes de câbles à haute résistance dans les ponts sont couvertes :

- câbles principaux et suspentes de ponts suspendus ;
- haubans de ponts à haubans ;
- suspentes de ponts en arc ;
- câbles de retenue de tous les types de ponts ;
- câbles au vent pour certains ponts légers,
- habituellement les ponts suspendus ;
- systèmes de câbles pour l'application d'une précharge sur les poutres afin d'accroître leur capacité portante ;
- systèmes «bowstring».

(3)P Les applications dans lesquelles un câble est utilisé comme élément de précontrainte pour un élément en béton ne sont pas couvertes.

(4) Les câbles devraient être livrés conformément aux conditions de livraison qui sont en partie visées dans le présent document.

(5) Les articles A.10 et A.11 donnent un résumé de certaines des conditions techniques de livraison les plus importantes. En l'absence de Norme Européenne complète et détaillée, il convient de suivre en général les exigences nationales.

A.1.2 Définitions

Dans le contexte de l'utilisation de câbles à haute résistance dans les ponts, les définitions suivantes s'appliquent :

A.1.2.1

câble

élément tendu comprenant un ensemble d'un ou plusieurs torons ou câbles torsadés des types décrits ci-dessous. Les torons ou les câbles torsadés composant le câble peuvent être maintenus en contact ou séparés par des entretoises

A.1.2.2

fil

filament individuel en acier, formant le plus petit composant unitaire tendu dans un câble, habituellement de section transversale circulaire d'un diamètre de 3 mm à 8 mm (mais peut être non circulaire dans les câbles clos), dont la haute résistance est habituellement obtenue par tréfilage à froid ou laminage à froid. Les fils de remplissage peuvent avoir un diamètre inférieur à 3 mm

A.1.2.3

toron

terme générique, comprenant :

A.1.2.3.1

toron hélicoïdal

ensemble composé d'un petit nombre de fils disposés en hélice autour d'un fil central rectiligne, le plus souvent selon une configuration à sept ou à dix-neuf fils, les couches successives étant fréquemment enroulées dans des directions opposées

A.1.2.3.2

câble hélicoïdal

ensemble composé d'un grand nombre de fils disposés en hélice autour d'un ou plusieurs fils centraux rectilignes, comportant habituellement plus de trois couches, les couches successives étant fréquemment (mais pas toujours) enroulées dans des directions opposées

A.1.2.3.3

câble clos

ensemble similaire à un toron hélicoïdal, mais dont les fils d'au moins les deux couches extérieures (et habituellement de plusieurs couches intérieures) sont profilés de telle sorte qu'ils se bloquent les uns les autres, en ne laissant virtuellement aucun espace vide dans cette partie de la section transversale. Les fils profilés sont tous habituellement en forme de Z

A.1.2.3.4

câble à fils parallèles

ensemble composé de fils disposés côte à côte parallèlement, soit rendus solidaires, soit avec un espacement maintenu constant par des entretoises

A.1.2.4

câble à torons parallèles

ensemble de torons droits, habituellement de même diamètre, disposés côte à côte parallèlement. Les torons peuvent être rendus solidaires, ou les espacements entre les torons peuvent être maintenus constants par des entretoises

A.1.2.5

câble torsadé

ensemble de torons hélicoïdaux disposés en hélice autour d'une fibre centrale ou âme en acier, normalement câblés dans le sens opposé aux fils de la couche extérieure des torons (disposition ordinaire) ou parfois dans le même sens (câblage Lang). Les câbles torsadés comportant des âmes en fibre ne sont normalement pas utilisés comme éléments de structure permanents des ponts

A.1.2.6

ancrage

dispositif comprenant l'ensemble des composants et matériaux tels que culots, plaques d'appui, broches, tiges filetées, etc., exigés pour retenir la force exercée dans un câble ou un toron et pour transmettre cette force à la structure du tablier, du pylône, de la fondation ou d'un autre élément de la structure

A.1.2.7

culot

fermeture permanente de l'extrémité d'un câble ou d'un toron, destiné à permettre la transmission des contraintes entre le câble ou le toron et le reste de l'ancrage. Un culot est habituellement fixé en permanence sur le câble

A.1.2.8

matériau de remplissage de culot

matériau introduit à l'état liquide dans un culot afin d'entourer les éléments individuels du câble, et qui ensuite se solidifie ou durcit afin de constituer un lien structural ou un blocage entre les fils, le matériau de remplissage et le cône du culot

A.1.2.9

collier

dispositif serré autour d'un câble ou d'un toron à certains intervalles afin de maintenir une forme de section transversale définie, et/ou de permettre la transmission de charges intermédiaires au câble

A.1.2.10

selle

composant comportant un appui incurvé (et habituellement en forme de U), assemblé directement sur la structure, supportant un ou plusieurs câbles ou torons, et leur permettant de changer de direction sans contraintes d'appui excessives. Dans certains cas, ce composant transmet une partie de la traction s'exerçant dans le câble ou le toron à la structure.

A.1.2.11

selle d'épanouissement

selle possédant une forme permettant aux torons individuels d'un câble de diverger vers des points d'ancrage distincts

A.1.2.12

collier d'épanouissement

dispositif similaire à la selle d'épanouissement, mais qui n'est pas assemblé sur la structure autrement que par l'intermédiaire des câbles ou des torons

A.1.2.13

amortisseur

dispositif fixé sur un hauban pour absorber l'énergie de vibration. Peut être de type libre à inertie, ou de type visqueux fixé entre le hauban et la structure

A.1.2.14

gaine

revêtement en métal ou en plastique utilisé parfois pour enfermer le câble afin d'obtenir une protection permanente contre la corrosion et/ou les détériorations

A.1.2.15

agent d'obturation

matériau visqueux utilisé pour remplir (en totalité ou partiellement) les interstices à l'intérieur et autour d'un câble, ainsi qu'entre le câble et la gaine (le cas échéant), pour empêcher l'entrée d'humidité afin d'obtenir une protection anticorrosion intérieure de longue durée, et/ou de servir de lubrification entre les fils

A.1.2.16

pas de toronnage d'un toron

longueur ℓ_L mesurée le long de l'axe d'un toron, dans laquelle un fil enroulé en hélice fait un tour complet de 360°. Cette longueur peut varier d'une couche à l'autre, et elle est habituellement exprimée en multiple du diamètre de toronnage d_L de la couche de fils concernée

A.1.2.17

angle de toronnage d'un toron

angle α_L entre un fil du toron et l'axe de ce toron

NOTE L'angle de toronnage α et le pas de toronnage ℓ_L d'une couche de fils donnée sont corrélés par l'expression :

$$\ell_L = k_L d_L \quad \text{où } k_L = \pi / \tan \alpha_L$$

A.1.2.18

précharges des éléments

forces et moments internes subsistant dans un élément après suppression de toutes les charges externes s'exerçant sur la structure (y compris les charges de gravité), si le flambement et la séparation des pièces sont empêchés

A.2 Actions

A.2.1 Poids propre des câbles

(1)P Le poids propre des câbles et de leurs attaches doit être déterminé à partir de la composition de leur section transversale et de la densité des matériaux.

(2) Dans l'attente de la parution d'une Norme Européenne appropriée, l'expression approchante suivante peut être utilisée dans le calcul préliminaire pour la détermination du poids nominal g_k par unité de longueur des câbles eux-mêmes :

$$g_k = k_t k_w \rho (\pi / 4) d^2$$

où :

d diamètre extérieur du câble, comprenant la gaine anticorrosion le cas échéant ;

k_t coefficient de remplissage, défini comme étant le rapport entre la section transversale nette d'acier et la section transversale brute du câble, comprenant la gaine le cas échéant ;

k_w coefficient de poids, prenant en compte la protection anticorrosion ;

ρ densité de l'acier.

(3) Des valeurs appropriées pour k_t et k_w peuvent être obtenues à partir du tableau A.1 pour le calcul préliminaire.

(4) Lorsque le calcul est terminé, il convient d'effectuer une vérification selon (1)P et de procéder à tous ajustements nécessaires de la valeur du poids propre.

Tableau A.1 — Valeurs des coefficients k_t et k_w

Type de câble		k_t	k_w
Câbles clos, avec	1 couche de fils profilés.	0,81	1,08
	2 couches de fils profilés.	0,84	1,08
	> 2 couches de fils profilés.	0,88	1,08
Câbles monotorons ou à fils parallèles, avec protection anticorrosion par galvanisation et peinture, avec 3 couches de fils ou plus.		0,76	1,06
Câbles mono-, multitorons ou à fils parallèles, avec protection anticorrosion par gaine plastique et remplissage de graisse ou de ciment, avec 3 couches de fils ou plus.		0,60	1,34

A.2.2 Actions du vent

(1)P Les effets du vent pris en compte doivent inclure :

- les effets statiques de traînée du vent sur les câbles, y compris les flèches et les éventuels effets de flexion résultants à proximité des extrémités du câble ;
- l'excitation aérodynamique ou autre provoquant une oscillation éventuelle des câbles, voir A.13.

A.2.3 Actions thermiques

(1)P Les effets thermiques pris en compte doivent inclure les effets des différences de températures entre les câbles et le reste de la structure du pont.

(2) En l'absence de calculs plus précis ou d'informations détaillées, il convient de prendre pour hypothèse que, à tout moment, un câble peut présenter une température supérieure de 15 °C ou inférieure de 10 °C à celle du reste de la structure du pont, en prenant la température donnant le résultat le plus sévère pour la condition vérifiée.

A.2.4 Précharges des éléments

(1)P Les précharges dans les câbles formant les éléments de structure primaires des ponts doivent être déterminées de telle sorte que, lorsque toutes les actions permanentes sont appliquées, la superstructure du pont adopte le profil géométrique et la répartition des contraintes exigés.

(2)P Chaque fois que cela est possible, des dispositifs de réglage des câbles doivent être prévus pour garantir la réalisation pratique de cet objectif.

3(P) Lorsque le réglage des câbles est prévu, la valeur de calcul de la précharge doit être prise égale à celle exigée pour la réalisation de l'objectif de (1)P à l'état limite considéré.

(4) Les exigences de (3)P devraient être satisfaites en analysant la structure au moyen des valeurs caractéristiques des actions permanentes et en déterminant la force de câble nécessaire pour obtenir le profil géométrique et la répartition des contraintes exigés. Il convient de déterminer alors les valeurs de calcul des effets des actions permanentes en appliquant le coefficient partiel γ_F aux résultats de l'analyse.

(5) Comme alternative à (4), sous réserve que la structure se comporte de manière élastique linéaire (et qu'ainsi le principe de superposition s'applique), le même résultat peut être obtenu en superposant les résultats d'analyses utilisant les valeurs de calcul des actions permanentes et la précharge, en appliquant la même valeur de coefficient partiel à la précharge et aux actions permanentes.

(6)P Si le réglage des câbles n'est pas prévu, on doit tenir compte, dans l'obtention des valeurs de calcul des effets totaux des actions permanentes et de la précharge, de la plage d'erreur susceptible de se produire dans la précharge, ainsi que de toute erreur susceptible de se produire dans la contreflèche préalable des éléments de la superstructure du pont.

A.2.5 Suppression et remplacement de câbles

(1)P Les câbles exposés à des détériorations (provoquées, par exemple, par des impacts de véhicules, la fatigue, la corrosion, ou un acte de sabotage) doivent être conçus pour pouvoir être remplacés. Sauf mention contraire dans le cahier des charges du projet pour des raisons fonctionnelles, et sous réserve de l'accord de l'autorité compétente, le pont doit être calculé pour pouvoir continuer à assurer la fonction pour laquelle il a été prévu pendant le remplacement de l'un quelconque des câbles.

(2) Pour satisfaire les exigences de (1)P, il convient de vérifier le pont en retirant un câble quelconque et en soumettant le pont à l'action de la totalité du chargement caractéristique, mais, sous réserve de l'accord de l'autorité compétente, les coefficients de charges peuvent être réduits, sans être inférieurs à $1,05$.

(3)P Ceux des câbles qui ne peuvent être facilement remplacés, et qui ne peuvent donc être calculés pour satisfaire (1)P (tels les câbles principaux des ponts suspendus), doivent être totalement protégés contre les détériorations.

(4)P Lorsque ceci est mentionné dans le cahier des charges du projet, ou exigé par l'autorité compétente, le pont doit être calculé pour résister aux efforts provoqués par la suppression soudaine d'un ou plusieurs câbles dans les limites spécifiées dans (7) ci-après, en prenant en compte les contraintes dynamiques résultantes.

(5) Il convient de traiter la condition de charge spécifiée dans (4)P comme une situation de projet post-accidentelle, avec les coefficients ψ_1 pour les combinaisons de charges fréquentes, $\gamma_{GA} = 1,0$ et $A_d = 0$.

(6) En l'absence d'une analyse plus précise, l'effet dynamique de la suppression soudaine d'un ou plusieurs câbles comme spécifié dans (4)P peut être pris en compte en toute sécurité par la procédure suivante :

- a) Détermination des effets de calcul $E_{d,1}$ sous les actions spécifiées en (5) avec tous les câbles intacts ;
- b) Détermination des effets de calcul $E_{d,2}$ sous les mêmes actions avec suppression du (ou des) câble(s) concerné(s) ;
- c) Estimation des effets de calcul totaux (statiques et dynamiques) E_d résultant de la suppression soudaine du (ou des) câble(s) au moyen de : $E_d = 2E_{d,2} - E_{d,1}$

(7) Pour les besoins de l'analyse exigée par (4)P, le nombre maximal de câbles supprimés ne devrait normalement pas être supérieur au nombre de ceux dont les ancrages sur la poutre du pont se situent dans une zone projetée horizontalement de $10\text{ m} \times 10\text{ m}$.

(8)P Lorsque ceci est spécifié dans le cahier des charges du projet, ou exigé par l'autorité compétente, les conséquences de la rupture ou la diminution de résistance d'un (ou plusieurs) câble(s) provoquées par un incendie doivent être prises en compte.

A.2.6 Fatigue

(1)P Les câbles doivent être calculés pour posséder une résistance à la fatigue suffisante pour la durée de vie de calcul du pont.

(2)P Les valeurs des actions pour la vérification à la fatigue doivent être conformes aux spécifications de l'ENV 1991-3.

(3) Pour les catégories de fatigue des câbles et leurs détails, il convient de se reporter à A.9.2.

A.3 Exigences générales

A.3.1 Exigences générales pour les câbles

(1)P Les détails de la configuration et du type de construction des câbles ainsi que leurs constituants (torons, fils, etc.) doivent satisfaire les exigences de la norme appropriée.

(2)P La configuration et le type de construction doivent prendre en compte les points suivants :

- résistance et ductilité du câble et de ses attaches ;
- résistance à la fatigue du câble et de ses attaches ;
- sensibilité du câble à l'excitation dynamique due au vent ou autre cause, voir A.13 ;
- rigidité axiale et de flexion du câble ;
- exigences concernant la protection anticorrosion du câble, voir A.14 ;
- exigence pour le remplacement du câble ;
- faculté de réglage de la force du câble ;
- couleur du câble.

(3) Il convient de ne pas utiliser de câbles à fils parallèles lorsque le câble doit changer de direction sur une selle, une selle d'épanouissement ou un collier d'épanouissement, sauf si des mesures particulières sont prises pour permettre la courbure.

(4) Le pas de toronnage de toutes les couches d'un câble hélicoïdal utilisé comme composant d'un câble ne devrait normalement pas être inférieur à dix fois son diamètre, sauf exigence spécifique destinée à assurer une flexibilité supplémentaire en flexion (par exemple pour le passage sur une selle de diamètre relativement réduit) ou un amortissement interne. Dans ce cas, il convient d'examiner et de prendre en compte de manière spécifique les implications pour la rigidité axiale et la résistance.

A.3.2 Exigences générales pour les ancrages

(1)P Les ancrages destinés aux câbles ainsi que leurs éléments porteurs au sein de la structure doivent être dimensionnés de telle sorte que si le câble est soumis à une augmentation de traction axiale appliquée par l'intermédiaire des ancrages, la résistance ultime du câble soit atteinte avant l'apparition de toute plastification importante ou autre déformation permanente de l'ancrage ou des éléments porteurs qui pourrait affecter la sécurité de l'ancrage.

(2)P Les ancrages destinés aux câbles ainsi que leurs éléments porteurs au sein de la structure doivent être dimensionnés de telle sorte que leur résistance à la fatigue soit supérieure à celle des câbles.

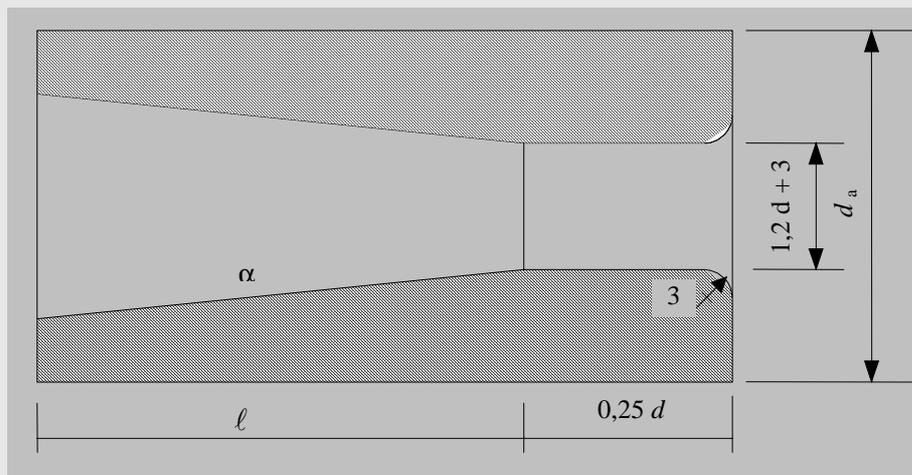
(3) Les ancrages réalisés au moyen de culots fixés aux extrémités des torons peuvent être considérés comme satisfaisant les exigences de (1)P et (2)P à condition que :

- le culot et les matériaux de remplissage respectent les exigences de A.4.2 ;
- les fils des torons soient séparés et épanouis à l'intérieur et tout au long de la chambre du culot de façon à remplir le cône de manière uniforme ;
- les dimensions générales du culot respectent les exigences du tableau A.2 ;
- les vérifications spécifiées dans A.8.3 soient effectuées.

(4)P Les ancrages doivent être conçus de telle façon que :

- un alignement correct du toron dans le culot puisse être réalisé ;
- des dispositions soient prévues en vue d'effectuer un réglage approprié de la longueur de câble pour satisfaire les exigences de la spécification concernant la précharge, les tolérances géométriques, etc., tant au moment de l'installation que par la suite ;
- les torons et/ou les câbles puissent être remplacés lorsque cela est exigé par A.2.5(1)P ;
- les torons ainsi que tous leurs composants soient convenablement protégés contre les impacts de véhicules ;
- l'entrée du toron dans l'ancrage soit scellée afin d'empêcher toute pénétration d'humidité ;
- la flexion du toron due aux variations de la charge appliquée ou aux vibrations soit réduite au minimum ;
- une articulation soit prévue dans les détails de l'ancrage pour pallier les imperfections de fabrication et de montage.

Tableau A.2 — Dimensions des culots



d = diamètre nominal du toron en millimètres

d_D = diamètre ou hauteur du plus gros fil du toron

$\sigma_{0,2}$ = contrainte d'épreuve à 0,2 % du fil

σ_y = limite d'élasticité caractéristique du matériau du culot

En cas de matériau de remplissage métallique, $l > 5d$ ou $50 d_D$, en prenant la valeur la plus élevée

En cas de matériau de remplissage époxyde, $l > 7d$ ou $70 d_D$, en prenant la valeur la plus élevée

$$d_a = \left(0,3 \frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_y} + 1,9 \right) d$$

$5^\circ < \alpha < 9^\circ$

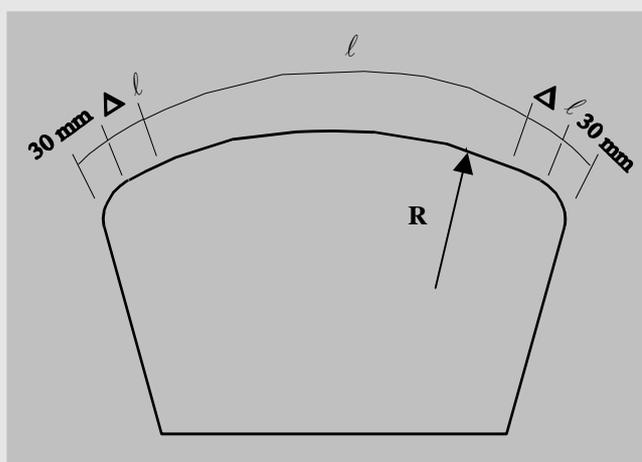
A.3.3 Exigences générales pour les selles

(1)P Une selle doit être calculée de telle façon que :

- la résistance à la rupture en traction d'un toron ou d'un câble passant dessus ne soit pas réduite de plus de 5 %, sauf si des calculs détaillés démontrent qu'une réduction plus importante est admissible ;
- la résistance à la fatigue du toron ou du câble soit appropriée, en tenant compte de l'action cyclique d'enroulement et de déroulement provoquée par les variations de la charge appliquée ;
- les torons et/ou les câbles puissent être remplacés lorsque cela est exigé par A.2.5(1)P.

(2) En l'absence de calculs détaillés, les proportions d'une selle conforme aux exigences de (1)P devraient être celles indiquées sur la Figure A.1.

(3)P Tout glissement du toron autour de la selle doit être empêché, soit par une résistance à la friction appropriée, soit par l'utilisation de colliers.



Légende :

- l longueur de toron en contact sous charge permanente de calcul ;
- Δl longueur supplémentaire d'enroulement sous l'effet de la variation de la charge variable de calcul ;
- R rayon de la selle qui ne devrait normalement pas être inférieur à 30 fois le diamètre de toron, mais un rayon plus faible peut être utilisé si les conséquences sur la résistance à la traction et à la fatigue du câble sont vérifiées et acceptables.

Figure A.1 — Proportions des selles

A.3.4 Exigences générales pour les colliers

(1)P Les colliers doivent être calculés de telle sorte que :

- a) les déformations relatives du collier et du toron ou du câble soient réduites au minimum ;
- b) les concentrations de contraintes transversales sur le toron ou sur le câble aux extrémités du collier soient évitées ;
- c) le glissement du collier le long du toron ou du câble soit empêché.

(2) Pour respecter l'exigence (b), il convient que les extrémités des colliers soient chanfreinées comme à la sortie du câble des culots d'ancrage. Il convient d'être particulièrement vigilant si l'effort est transversal au câble, provoquant un changement d'angle du câble dans le collier. La géométrie devrait être telle que tout contact du câble avec les arêtes vives du collier soit évité.

A.3.5 Exigences générales pour les selles et colliers d'épanouissement

(1)P Les selles d'épanouissement et les colliers d'épanouissement doivent satisfaire les exigences générales appropriées pour les selles et les colliers, selon le cas.

A.4 Matériaux

A.4.1 Fils pour torons

(1)P Le fil utilisé pour les torons doit être du fil d'acier tréfilé à froid ou laminé à froid conforme aux exigences de l'EN 10264 ou de l'EN 10138.

(2)P Le fil doit posséder une ductilité suffisante, après galvanisation le cas échéant, pour permettre la redistribution des contraintes dans un câble.

(3) Les exigences de (2)P peuvent être considérées comme satisfaites si la déformation à la rupture du fil (après galvanisation, le cas échéant) n'est pas inférieure à $\boxed{2,5\%}$ sur la totalité de la longueur et $\boxed{3,5\%}$ sur une longueur de référence de 5 fois le diamètre du fil, incluant la zone effective de rupture.

A.4.2 Matériaux pour les culots

(1)P Les culots doivent être :

- soit en acier moulé selon l'EN ... ;
- soit en acier forgé selon l'EN ... ;
- soit usinés en acier selon l'EN 10025 ou l'EN

NOTE Il existe différentes méthodes d'essai pour l'acier moulé et l'acier forgé.

(2)P La nuance spécifiée doit posséder une résistance à l'essai de flexion par choc d'au moins 27 J à -20 °C .

(3)P Le matériau de remplissage des culots doit être choisi en tenant compte des charges et de la température d'exploitation, et la conception du réceptacle ainsi que du toron doivent être tels que tout fluage continu du câble chargé dans le culot soit empêché.

(4) Il convient d'effectuer le culottage à l'aide de métaux fondus et de résines conformément à l'EN ... et de choisir le matériau de remplissage parmi les matériaux suivants :

- métal fondu (par exemple du zinc ou un alliage zinc/aluminium) selon l'EN ... ;
- plastique selon l'EN ... ;
- résine époxyde avec incorporation de billes d'acier selon l'EN ... ;

A.4.3 Matériaux pour les selles et les colliers

(1)P Les selles et les colliers doivent être, soit usinés en acier moulé selon l'EN ..., soit fabriqués et/ou usinés en acier selon l'EN 10025.

(2)P La nuance spécifiée doit posséder une résistance à l'essai de flexion par choc d'au moins 27 J à -20 °C .

(3)P La force de serrage doit être obtenue par l'utilisation de barres en acier à haute résistance selon l'EN ... ou de boulons précontraints à haute résistance selon l'EN

A.5 Caractéristiques mécaniques

A.5.1 Résistance des fils et des torons

(1) La résistance caractéristique du fil peut être prise égale à la valeur nominale spécifiée de la contrainte de rupture multipliée par la section transversale nette d'acier.

(2) La valeur caractéristique de la contrainte d'épreuve à 0,2 % du fil peut être prise égale à la valeur nominale.

(3) La résistance caractéristique d'un câble à fils parallèles ou d'un câble clos peut être prise égale à la résistance caractéristique totale des fils composant le câble.

(4) La résistance caractéristique d'un câble hélicoïdal d'un pas de toronnage d'au moins dix fois le diamètre du câble peut être prise égale à 95% de la résistance caractéristique totale des fils composant le câble.

(5) La résistance caractéristique d'un câble torsadé peut être prise égale à 90% de la résistance caractéristique totale des fils composant le câble.

A.5.2 Rigidité des câbles

(1)P Le module d'élasticité efficace du câble doit être utilisé dans l'analyse de la structure. Il doit être basé sur la somme des sections transversales des fils individuels composant le câble.

(2) Le module d'élasticité efficace relatif à l'allongement d'un câble rectiligne (sans flèche caténaire) sous chargement axial devrait être déterminé de préférence par l'essai de câbles possédant la configuration devant être réellement utilisée. En l'absence de tels essais, il peut être calculé conformément à la description de A.12(2) ou, pour le calcul préliminaire, on peut prendre pour hypothèse les valeurs suivantes sous chargement :

- fils à haute résistance, soit isolés soit en câbles à fils parallèles : 200 000 N/mm² ;
- câbles clos : 170 000 N/mm² ;
- câbles hélicoïdaux d'un pas de toronnage d'au moins 10 fois le diamètre du câble : 150 000 N/mm² ;
- câbles torsadés : < 120 000 N/mm² .

(3) Si la flexibilité supplémentaire d'un câble en suspension caténaire, résultant de la modification de géométrie sous la charge, est significative, il convient de la prendre en compte comme spécifié dans A.6.2.

(4) Il convient de prendre en compte le fait :

— que le module d'élasticité efficace d'un câble hélicoïdal de type quelconque est indéterminé jusqu'à ce qu'il ait pris sa place (soit par préétirement en usine, ou par mise en tension en cours de montage) et qu'il est en général sensiblement inférieur lors du premier chargement aux valeurs données dans l'alinéa (2) ;

— que la déformation provoquée par le premier chargement n'est en général pas récupérable à 100 %.

(5)P Lorsque les calculs exigent l'utilisation de la rigidité de flexion d'un câble, on doit utiliser la valeur efficace.

(6) La rigidité de flexion efficace d'un câble devrait être déterminée de préférence par l'essai de câbles possédant la configuration réellement utilisée dans le projet. En l'absence de tels essais, elle peut être calculée comme indiqué dans A.12(3).

A.5.3 Autres caractéristiques mécaniques

(1)P Les caractéristiques mécaniques autres que celles mentionnées ci-dessus doivent être conformes aux spécifications de l'ENV 1993-1-1.

A.5.4 Coefficient de frottement

(1) Le coefficient de frottement entre les câbles et les surfaces de selles, colliers, etc., devrait être déterminé de préférence par des essais. En l'absence de tels essais, lorsque les surfaces de frottement sont galvanisées, les valeurs nominales suivantes peuvent être prises pour hypothèse dans les calculs entre selles et colliers :

- câbles clos : 0,10 ;
- câbles hélicoïdaux : 0,20 ;
- câbles torsadés : 0,25 .

(2) Lorsque l'on obtient des valeurs supérieures de ce coefficient en rendant délibérément rugueuse la surface des selles ou des colliers, la valeur devrait toujours être déterminée par des essais. Il convient d'être attentif aux spécifications concernant la rugosité, afin d'éviter toute opération susceptible d'endommager les fils (comme la présence de surfaces vives qui pourraient les marquer transversalement).

(3) Il convient de prendre en compte le fait que le frottement peut présenter des avantages ou des inconvénients selon l'effet considéré. Ceci devrait être répercuté dans les valeurs choisies pour les coefficients partiels.

A.6 Analyse de structure

A.6.1 Généralités

(1)P Les forces et moments internes à une structure doivent être en équilibre avec les forces et moments extérieurs, la structure étant dans son état fléchi.

(2) Pour la plupart des ponts, (1)P peut être satisfaite avec une précision suffisante en utilisant une analyse de structure linéaire. Lorsque ce n'est pas le cas, il convient d'effectuer une analyse au second ordre.

(3)P Outre toute autre exigence, l'analyse de structure d'un pont contenant des câbles doit prendre en compte, selon le cas :

- a) les effets de la précharge ;
- b) le module d'élasticité efficace des câbles ;
- c) la réduction de la rigidité axiale efficace d'un câble en suspension caténaire ;
- d) les effets de câbles se détendant dans des conditions de charges défavorables.

(4) Il convient de prendre en compte les effets (a), (b) et (c) de (3)P comme indiqué respectivement en A.2.4, A.5.2 et A.6.2.

A.6.2 Câbles en suspension caténaire

(1)P La réduction de la rigidité axiale de câbles en suspension caténaire doit être dûment prise en compte.

(2) Sous réserve que le module tangent du câble sous son chargement axial minimum à l'état limite de service soit d'au moins **95 %** du module efficace de ce câble selon 5.2, il est inutile de tenir compte de l'effet spécifié dans (1)P.

(3) Si le critère exposé dans l'alinéa (2) n'est pas satisfait, alors l'effet des actions variables peut tout d'abord être analysé en admettant que le module d'élasticité d'un câble est égal à son module tangent lorsque la contrainte s'exerçant sur lui est celle développée quand le pont supporte uniquement la valeur caractéristique du chargement permanent.

(4) Les résultats de l'analyse peuvent être acceptés si le module tangent du câble sous l'effet de la charge totale minimale ou maximale dans ce câble à l'état limite de service ne varie pas de plus de **5 %** par rapport à la valeur considérée dans l'alinéa (3) ci-dessus.

(5) Si les limites de l'alinéa (4) ci-dessus ne sont pas satisfaites, il convient de répéter le calcul, mais en utilisant le module tangent du câble approprié à la moyenne des charges minimale et maximale s'exerçant dans le câble à l'état limite de service pour l'analyse initiale, au lieu de celui indiqué dans l'alinéa (3).

(6) Les résultats de l'analyse peuvent être acceptés à condition que le module tangent du câble sous l'effet de la charge totale minimale ou maximale s'exerçant dans le câble à l'état limite de service ne varie pas de plus de **5 %** par rapport à la valeur considérée dans l'alinéa (5).

(7) Si aucune des limites simplifiées données dans les alinéas (2), (4) ou (6) n'est satisfaite, il convient d'utiliser une représentation non linéaire complète du comportement du câble dans l'analyse.

(8) Pour l'application de (2) à (6) ci-dessus, le module tangent E_t du câble peut être considéré comme donné par l'expression suivante :

$$E_t = \frac{E}{1 + \frac{\rho^2 \ell^2 E}{12\sigma^3}}$$

où :

E module d'élasticité efficace du câble tiré de A.5.2 ;

ρ densité efficace du câble. La densité efficace est définie comme le poids brut par unité de longueur du câble (c'est-à-dire comprenant la protection, etc., le cas échéant), divisé par la section transversale nette d'acier ;

ℓ portée horizontale du câble ;

σ contrainte s'exerçant dans le câble, sous l'effet du chargement considéré.

(9) Il convient de prendre dûment en compte dans les calculs de montage le fait que les charges des câbles en cours de montage du pont peuvent être inférieures à celles survenant pendant la durée de vie d'exploitation.

A.7 État limite de service

A.7.1 Coefficients partiels

(1)P Les coefficients partiels γ_M pour les vérifications à l'état limite de service des éléments structuraux des systèmes de câbles et des coefficients de frottement doivent être pris égaux à 1,0.

A.7.2 Éléments à vérifier

(1)P Les éléments suivants des systèmes de câbles doivent être vérifiés aux états limites de service :

- glissement du câble sur les selles ou au travers des colliers ;
- ouverture des colliers.

A.8 États limites ultimes

A.8.1 Facteurs partiels

(1)P Pour les éléments structuraux des systèmes de câbles, les facteurs partiels γ_M aux états limites ultimes doivent être pris égaux aux valeurs suivantes :

— pour les câbles tendus, la plus sévère des valeurs suivantes :

— sur la base de la résistance à la rupture du câble : $\gamma_M = 1,8$;

— sur la base de la résistance d'épreuve à 0,2 % du câble : $\gamma_M = 1,4$;

— pour d'autres états de contraintes dans les câbles,
et pour d'autres éléments structuraux des systèmes de câbles : $\gamma_M = 1,1$.

(2)P Les coefficients partiels γ_M pour les coefficients de frottement entre câbles et surfaces d'appui (selles, colliers, etc., voir A.5.4) doivent être pris égaux aux valeurs suivantes :

— lorsqu'une augmentation du frottement entraînerait
une augmentation du niveau de sécurité pour le pont : $\gamma_M = 2,0$

— lorsqu'une réduction du frottement entraînerait
une augmentation du niveau de sécurité pour le pont : $\gamma_M = 0,9$

A.8.2 Câbles

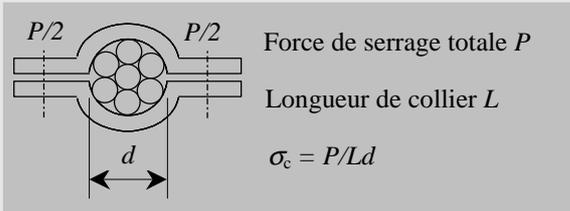
(1)P Les câbles doivent être calculés en prenant en compte l'effort axial dans le câble ainsi que les efforts éventuels de flexion transversale et de serrage.

(2) Il convient que la résistance caractéristique d'un câble à l'effort de traction soit prise égale à la résistance caractéristique totale des torons constituant le câble, selon la définition de A.5.1(2) à (4).

(3) À condition que les exigences générales concernant les ancrages, selles et colliers données dans les paragraphes A.3.2, A.3.3 et A.3.4 soient satisfaites, les effets de la flexion locale peuvent être ignorés.

(4) Il convient que la résistance caractéristique de câbles hélicoïdaux ou clos aux efforts de serrage soit prise dans le tableau A.3 (exprimée en tant que contrainte de compression transversale σ_c sur le diamètre extérieur du câble).

Tableau A.3 — Résistance des torons aux efforts de serrage

		
	Colliers en acier	Colliers à coussinets
Câbles clos	40 N/mm ²	100 N/mm ²
Câbles hélicoïdaux	25 N/mm ²	60 N/mm ²
NOTE : Les colliers à coussinets possèdent une couche de métal tendre sur les surfaces de serrage.		

(5) Il convient de ne pas utiliser d'efforts de serrage sur les câbles à fils parallèles, sauf si les fils qui les constituent se trouvent en contact étroit et si le câble dans son ensemble est compacté et maintenu contre tout éclatement. Dans ce cas, la résistance caractéristique devrait être prise égale à celle utilisée pour les câbles hélicoïdaux.

(6) Des efforts de serrage plus importants peuvent être supportés si l'utilisation de la résistance totale du câble à la traction n'est pas nécessaire. Dans ce cas, il convient de déterminer la résistance aux contraintes coexistantes par des essais.

A.8.3 Ancrages

(1)P Tous les composants des ancrages doivent être conçus de façon à présenter une résistance supérieure à celle des câbles qu'ils sont destinés à ancrer.

(2) En l'absence de vérification détaillée par des essais, les culots dimensionnés comme indiqué dans A.3.2 peuvent être vérifiés à l'aide de la procédure exposée dans les alinéas (3) à (8).

(3) La force de calcul F_{Sd} appliquée à un culot devrait être prise égale à $1,05 \times$ la résistance caractéristique du câble auquel il est fixé, quelle que soit la charge de calcul s'exerçant dans le câble.

(4) Il convient de calculer la contrainte longitudinale de calcul $\sigma_{1,Ed}$ au niveau d'une section quelconque d'un culot dimensionné comme indiqué dans A.3.2 au moyen de l'expression :

$$\sigma_{1,Ed} = \frac{k_1 F_{\ell,Sd}}{A}$$

où :

$F_{\ell,Sd}$ peut être considérée comme variant linéairement de F_{Sd} , au niveau de l'appui ou de l'extrémité ancrée, à zéro, au niveau de l'extrémité libre ;

A section transversale du culot au niveau de la section considérée ;

k_1 coefficient destiné à compenser la variation de transmission de charge du câble au culot, qui peut être pris égal à $k_1 = 1,5$.

(5) La valeur de calcul de la force annulaire totale ($F_{r,Sd}$) dans le culot devrait être prise égale à :

$$F_{r,Sd} = \frac{F_{Sd}}{2\pi \tan(\phi + \alpha)}$$

où :

F_{Sd} est comme indiqué en (3) ci-dessus ;

ϕ angle de frottement entre le matériau du culot et le câble, qui peut être pris égal à 17° pour le remplissage en métal et à 22° pour le remplissage en résine ;

α angle du cône (voir A.3.2).

(6) La force annulaire totale $F_{r,Sd}$ peut être répartie sur la longueur du culot pour donner l'intensité locale $f_{r,Sd}$ comme indiqué sur la Figure A.2.

(7) Il convient que la contrainte annulaire de calcul $\sigma_{r,Ed}$ au niveau d'une section transversale quelconque du culot soit alors prise égale à :

$$\sigma_{r,Ed} = \frac{k_2 f_{r,Sd}}{(d_0 - d_i)/2}$$

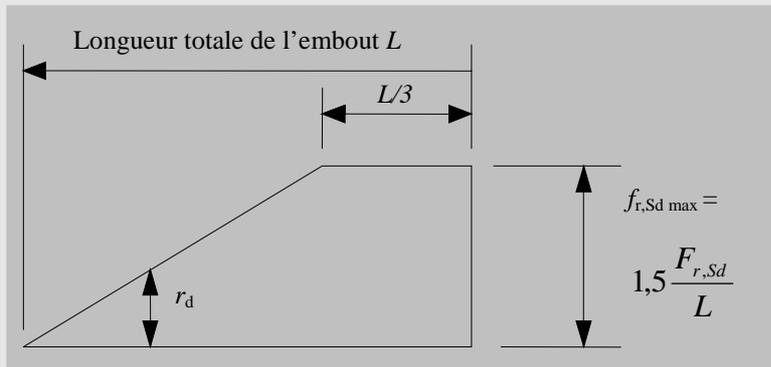
où :

$f_{r,Sd}$ intensité locale de la force annulaire obtenue comme indiqué en (6) ;

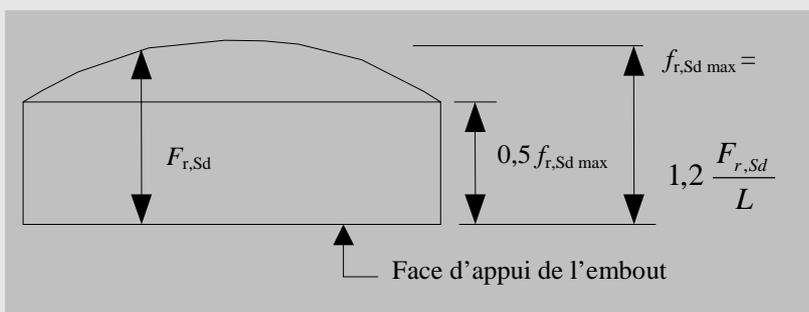
d_0 et d_i diamètres extérieur et intérieur du culot au niveau de la section considérée ;

k_2 coefficient prenant en compte la répartition inégale des contraintes sur l'épaisseur de paroi, qui peut être pris égal à **1,5**.

(8) Il convient que la valeur maximale de la contrainte principale dans le matériau du culot au niveau d'une section transversale quelconque soit déterminée au moyen de $\sigma_{l,Ed}$ et $\sigma_{r,Ed}$ au niveau de chaque section, et que cette valeur ne dépasse pas f_y / γ_M



a) Culottage à l'aide de métal fondu



b) Culottage à l'aide de résine époxyde et de billes d'acier

Figure A.2 — Intensité de la force annulaire

A.8.4 Selles

(1)P Les selles doivent être calculées de façon à présenter une résistance suffisante pour supporter la charge appliquée lorsque les câbles passant sur elles atteignent leur charge de rupture.

(2) En l'absence de vérification détaillée par des essais, (1)P ci-dessus peut être considérée comme satisfaite si la selle est dimensionnée comme indiqué en A.3.3, et si elle est calculée pour résister sans plastification ni autre ruine aux contraintes provoquées par des forces de câble égales par hypothèse à 1,05 fois la résistance caractéristique du câble.

(3)P Le glissement des câbles sur les selles doit être empêché, si nécessaire au moyen de colliers.

(4) La valeur la plus élevée du rapport T_{1d} / T_{2d} doit être déterminée, où T_{1d} et T_{2d} représentent les valeurs de calcul des forces maximales et minimales s'exerçant dans le câble de chaque côté de la selle. À condition que ce rapport ne soit pas supérieur à :

$$e^{\left[\frac{\mu \alpha}{\gamma_M} \right]}$$

aucune force de serrage supplémentaire n'est exigée,

où :

μ coefficient de frottement entre le câble et la selle ;

α changement d'angle, en radians, du câble passant sur la selle ;

γ_M donné en A.8.1(2)P.

(5) Si (4) n'est pas satisfaite, il convient d'appliquer une force radiale supplémentaire F au moyen de colliers, de telle sorte que :

$$\frac{T_{1d} - \frac{kF\mu}{\gamma_M}}{T_{2d}} \leq e^{\left[\frac{\mu \alpha}{\gamma_M} \right]}$$

où k est normalement pris égal à 1,0, mais peut être pris égal à 2,0 si un frottement total peut être garanti tant au niveau des gorges de selle qu'au niveau du collier lui-même, et où F ne devrait pas être supérieure à la valeur de P déduite de A.8.2.

A.8.5 Colliers

(1)P Les colliers ainsi que tous leurs équipements doivent être calculés de façon à présenter une résistance suffisante pour supporter les charges qui leur sont appliquées et à continuer à remplir leur fonction lorsque les câbles auxquels ils sont fixés, ou qui peuvent leur être reliés, atteignent leur contrainte d'épreuve à 0,2 %.

(2)P Lorsque l'une des fonctions d'un collier est de permettre l'épanouissement des torons ou des fils constituant un câble, la surface du collier doit être chanfreinée comme pour les selles et les exigences correspondantes spécifiées pour les selles doivent être satisfaites.

(3)P Une force de serrage suffisante doit être appliquée aux colliers dont la fonction est celle indiquée en (2)P ci-dessus, afin de garantir que les colliers ne glissent pas le long du câble à la suite des efforts déséquilibrés s'exerçant sur les deux côtés des colliers.

(4) En l'absence de tout maintien longitudinal externe du collier, la composante longitudinale totale des efforts des fils sera identique sur les deux côtés. Par conséquent, les efforts réels des fils seront différents sur les deux côtés, en fonction de l'angle d'épanouissement. Les fils ou torons individuels peuvent alors être traités de manière identique à celle exposée en A.8.4(3)P, (4) et (5) ci-dessus pour vérifier leur adéquation contre le glissement.

(5)P Lorsque l'une des fonctions d'un collier est de transmettre des efforts longitudinaux à un câble, une force de serrage appropriée doit être appliquée pour empêcher le collier ou l'une quelconque de ses parties de glisser le long du câble.

(6)P Sauf si les parties sont rendues mécaniquement solidaires, les efforts et le frottement de chaque partie doivent être considérés séparément.

(7)P (6)P peut être considérée comme satisfaite si, pour chaque partie du collier, les deux conditions suivantes sont remplies :

$$a) P_d \leq \frac{(T + F)\mu}{\gamma_M}$$

où :

T composante (éventuellement), perpendiculaire au câble, de la valeur caractéristique de la force extérieure appliquée sur cette partie, prise positive si elle s'exerce en direction du câble ;

P_d composante, parallèle au câble, de la valeur de calcul de la force extérieure appliquée sur cette partie ;

F valeur caractéristique de la force de serrage sur cette partie ;

μ coefficient de frottement ;

γ_M comme défini en A.8.1(2)P.

b) F ou $F + T$ (la plus grande de ces deux valeurs) n'excède pas la valeur déduite de A.8.2

Lorsque les parties du collier sont rendues mécaniquement solidaires, l'inéquation (a) ci-dessus peut être modifiée en $\Sigma P_d \leq \Sigma \{(T + F) \mu / \gamma_M\}$, à condition que la liaison mécanique soit calculée de façon à présenter une résistance suffisante pour supporter tout effort devant être transmis par son intermédiaire à la suite d'un frottement inadapté sur une partie quelconque.

(8)P Il doit être tenu compte de toute diminution de la force de serrage résultant, par exemple :

a) d'un fluage à long terme ;

b) d'une réduction effective du diamètre du câble en cas d'augmentation de la traction du câble ;

c) d'une diminution de la charge effective dans les boulons du collier à la suite d'une mobilisation de la traction qu'ils subissent pour supporter des efforts transversaux externes ;

d) d'un compactage ou d'un tassement du câble ;

e) de températures différentes.

(9) Dans ce cas, la valeur de F en (7) ci-dessus doit être la valeur réduite.

(10) La diminution du diamètre du câble provoquée par une augmentation de la charge (voir (8)P (b) ci-dessus) peut être calculée à partir d'un coefficient de Poisson effectif du câble, qui peut être déterminé comme indiqué en A.12(4). Comme alternative, les valeurs de limites supérieures suivantes (après tassement initial) peuvent être prises comme hypothèse pour le calcul préliminaire :

— câble hélicoïdal : ;

— câble clos : .

A.9 Fatigue

A.9.1 Exigences générales

(1)P L'endurance à la fatigue d'un câble et de ses attaches sous charges axiales variables doit être déterminée au moyen des actions spécifiées dans l'ENV 1991-3 en utilisant la catégorie appropriée de détail de structure.

(2) La ruine par fatigue des systèmes de câbles se produit, ou résulte des effets qui se produisent, habituellement au niveau des ancrages, des selles ou des colliers. La catégorie effective devrait être déterminée de préférence à partir d'essais représentant la configuration réellement utilisée, et reproduisant tout effet de flexion ou de contraintes transversales susceptibles d'être observées en pratique.

A.9.2 Charges axiales fluctuantes

(1) En l'absence des essais décrits en A.9.1(2) ci-dessus, la catégorie de détail peut être prise de la façon suivante, sous réserve des conditions mentionnées dans l'alinéa (2) ci-dessous.

- Câbles hélicoïdaux ou clos avec remplissage de culot en métal : Catégorie 112 ;
- Câbles à fils parallèles avec remplissage de culot en résine époxyde : Catégorie 160 .

(2) Les catégories données dans l'alinéa (1) ci-dessus ne sont valables que si :

- a) les culots, les selles et les colliers satisfont aux exigences générales de A.3.2 à A.3.4.
- b) les oscillations aérodynamiques importantes des câbles sont empêchées, voir A.13.
- c) une protection anticorrosion appropriée est réalisée, voir A.14.

A.9.3 Effets de la flexion dans les câbles

(1)P Les effets de fatigue des contraintes de flexion provoquées par les changements angulaires aux extrémités des câbles doivent être pris en compte.

(2) Les effets mentionnés en (1)P ci-dessus peuvent provenir de plusieurs origines, notamment :

- les forces latérales (par exemple le vent) ;
- le changement d'inclinaison des éléments auxquels les câbles sont ancrés ;
- la rotation aux extrémités des câbles pendant librement, provoquée par les modifications de traction axiale entraînant des modifications de flèche.

(3) En l'absence de plus amples informations, de tels effets peuvent être pris en compte par l'estimation du nombre de cycles de changements angulaires nécessaire pour provoquer deux ruptures de fils dans la couche extérieure, effectuée en suivant la procédure décrite en A.12(5).

A.9.4 Effets combinés

(1)P Les dommages provoqués par une combinaison de charges directes fluctuantes et de changements angulaires doivent être évalués.

(2) En l'absence d'autres méthodes ou de résultats d'essais fiables, il convient d'effectuer l'évaluation exigée en (1)P ci-dessus en procédant à un cumul des dommages au moyen de la règle de Palmgren-Miner.

A.10 Informations exigées pour les fournisseurs de câbles

A.10.1 Généralités

(1)P Des informations suffisantes concernant les câbles ainsi que leurs équipements doivent être transmises aux fournisseurs de câbles afin de garantir que ces câbles se comportent de la façon prévue.

(2) Afin de satisfaire l'exigence (1)P, il convient de donner dans le cahier des charges du projet des informations concernant les dimensions, la section transversale (par exemple la configuration et le pas de toronnage ou l'angle de toronnage du câble), les matériaux, la protection anticorrosion, etc.

(3) Comme alternative, cependant, on peut utiliser la compétence du fournisseur de câbles en indiquant des exigences de comportement et en laissant le fournisseur de câbles se charger du calcul détaillé. Certaines caractéristiques qui devraient être mentionnées dans ces exigences sont données dans les paragraphes A.10.2 et A.10.3.

A.10.2 Caractéristiques mécaniques des câbles et équipements

(1) Comme alternative à la spécification de la configuration détaillée d'un câble, des exigences de comportement peuvent être données dans le cahier des charges du projet.

(2) De telles exigences devraient comprendre les éléments suivants :

- résistance à la rupture des fils du câble et du câble complet, y compris les culots ;
- mode ultime de ruine (par exemple dans le câble plutôt que dans le culot) ;
- contrainte d'épreuve à 0,2 % pour les fils du câble ;
- allongement à la rupture (ductilité) des fils du câble ;
- rigidité (tant axiale que de flexion) du câble complet ;
- résistance à la fatigue du câble complet, y compris les culots ;
- toutes exigences particulières concernant le pas / l'angle de toronnage du câble ;
- toutes exigences particulières concernant le type de culot et les mesures prises pour la mise en tension ;
- tolérances dimensionnelles du câble et de ses équipements ;
- méthode de préétirement et de marquage à longueur et, si nécessaire, emplacement des colliers ;
- valeurs de frottement exigées pour les selles, colliers, etc. ;
- forces de serrage exigées pour les colliers ;
- identification des pièces devant être remplaçables ;
- toute éventualité d'excitation aérodynamique (pouvant nécessiter la présence d'amortisseurs) ;
- normes à utiliser ;
- toutes exigences particulières concernant le marquage d'identification ;
- toutes précautions particulières concernant le transport ;
- toutes exigences particulières concernant l'assurance de qualité ;
- une plage de températures dans laquelle le câble doit conserver ses caractéristiques et où le câble sera déroulé et installé ;
- exigences concernant l'accessibilité pour contrôle et entretien, et matériel à livrer au client dans ce but ;
- toutes exigences particulières concernant la méthode d'installation.

A.10.3 Traitement de protection

(1) Comme alternative à la spécification des détails de traitement de protection, des exigences de comportement peuvent être mentionnées dans le cahier des charges, auquel cas les éléments à préciser devraient comprendre :

- l'environnement du pont (exposition, type et niveaux de pollution, accès, etc.) au cours de la durée de vie prévue ;
- les aspects particuliers de calcul pouvant affecter la protection (par exemple la plage de contraintes, ou l'éventualité d'oscillations peuvent interdire l'utilisation de certains types de gaines) ;
- les exigences particulières concernant le traitement de protection (par exemple galvanisation des fils) ;
- la durée de vie exigée du traitement entre «entretiens mineurs» ;
- la durée de vie exigée du traitement jusqu'à réparation ;
- les normes à utiliser ;
- les garanties à fournir pour le système.

A.11 Exigences concernant les essais

A.11.1 Généralités

(1)P Les essais devant être effectués sur les câbles et sur leurs équipements pour garantir un comportement conforme aux exigences doivent être spécifiés.

(2) Les essais mentionnés dans les paragraphes A.11.2 à A.11.5 sont normalement exigés pour satisfaire (1)P ci-dessus. Lorsqu'ils sont couverts par une Norme Européenne appropriée, il convient de les spécifier par référence à cette norme.

(3) Il convient de spécifier la fréquence des essais, les dimensions de l'échantillon, ainsi que les mesures à prendre en cas d'échec pour satisfaire les critères.

A.11.2 Essais effectués sur les fils

(1) Il convient de soumettre les fils à des essais sur un matériel d'essai homologué, entretenu selon des normes spécifiques.

(2) Il convient d'effectuer des essais pour la résistance à la traction, la contrainte d'épreuve et l'allongement. Il convient que soient spécifiées la précision et la vitesse de fonctionnement du matériel d'essai.

(3) Il convient de spécifier un essai d'enroulement non seulement pour les fils, mais aussi pour la galvanisation (voir ci-dessous). Il convient que cet essai soit normalement réalisé en enroulant le fil autour d'un mandrin d'un diamètre égal à trois fois le diamètre du fil sans provoquer de rupture du fil ni d'éclatement ou de fissuration du revêtement de zinc.

A.11.3 Essais effectués sur le revêtement de zinc

(1) Outre l'essai d'enroulement mentionné en A.11.2(3), il convient que des essais soient spécifiés pour déterminer l'uniformité et le poids du revêtement de zinc.

A.11.4 Essais effectués sur les torons et sur les câbles complets

(1) Dans la mesure du possible, il convient qu'un échantillon complet (avec culots) de chaque taille de câbles d'un pont soit soumis à des essais destructifs, la charge d'essai étant appliquée par l'intermédiaire des culots comme dans le pont.

(2) Lorsque le comportement d'une structure dépend de façon critique de la rigidité des câbles, et lorsqu'un concepteur n'est pas satisfait des méthodes approchées de détermination données en A.5.2, il convient de procéder à des essais de câbles complets, équipés des culots prévus dans la structure définitive. Plusieurs cycles de chargement et de déchargement du câble avant sa mise à longueur et la pose des culots sont nécessaires pour garantir son tassement et sa stabilisation. Il convient d'effectuer le chargement cyclique sur chaque câble d'un pont, et de relever la rigidité d'au moins un câble de chaque diamètre dans le pont.

(3) Lorsque les informations disponibles concernant le comportement à la fatigue d'un câble particulier ne conviennent pas à la réalisation d'une estimation sûre de la durée de vie à la fatigue, il convient de spécifier des essais pour déterminer cette durée de vie.

A.11.5 Autres essais

(1) Il convient que le concepteur spécifie tous autres essais nécessaires pour justifier les hypothèses de calcul. Ces essais peuvent comprendre :

- a) des essais de frottement (estimations des valeurs maximales et minimales) ;
- b) des essais réalisés sur les colliers de câbles ;
- c) des essais à long terme (fluage) réalisés sur des câbles équipés de culots ;
- d) des essais visuels, aux ultra-sons et radiographiques réalisés sur les culots.

A.12 Formules pour le calcul des caractéristiques des torons

(1) Le présent article contient des formules qui peuvent être utilisées pour le calcul des valeurs efficaces du module d'élasticité, de la rigidité de flexion, et du coefficient de Poisson des torons, ainsi que des effets de fatigue par flexion dans les torons.

(2) Comme alternative à l'utilisation des valeurs données en A.5.2(2), le module d'élasticité efficace d'un toron dont la rotation des extrémités est empêchée peut être calculé de la façon suivante :

(a) Lorsqu'une condition de charge entraîne dans un toron un changement de force assez élevé pour entraîner un glissement entre les fils, sous réserve que $0,70 < H \leq 1,0$, il convient d'utiliser le module d'élasticité en « glissement total » E_{fs} obtenu par :

$$E_{fs} = [-0,26442 - 2,004046 H + 6,5735 H^2 - 3,3068 H^3] E_s$$

avec :

$$H = \sum_{i=1}^N \left[\left(A_i / A_T \right) \cos^4 \alpha_i \right]$$

$$A_T = \sum_{i=1}^N A_i$$

où :

N nombre total de couches de fils, y compris le fil d'âme ;

i indice de la couche considérée, par exemple ;

$i = 1$ pour la couche extérieure ;

$i = N$ pour le fil d'âme ;

α_i angle de toronnage dans la couche i ;

A_i section d'acier nette des fils de la couche i , donnée par ;

$A_i = n_i \pi D_i^2 / (4 \cos \alpha_i)$ pour les fils circulaires, ou

$A_i = \pi r_i t_i$ pour les fils profilés dans la couche i ;

n_i nombre de fils dans la couche i ;

D_i diamètre des fils dans la couche i ;

r_i rayon du pas de l'hélice de la couche i ;

t_i hauteur hors-tout des fils profilés dans la couche i ;

A_T section totale d'acier ;

E_s module d'Young des fils d'acier.

(b) Lorsque le changement de force dans un toron est faible, et s'il risque de se produire sur la structure des effets qui pourraient être critiques si le module d'élasticité efficace était supérieur à la valeur déduite de l'alinéa (a) ci-dessus, il convient de considérer l'utilisation du module d'élasticité « sans glissement » E_{ns} obtenu, sous réserve que $0,40 < K \leq 1,0$, par :

$$E_{ns} = [3,998 - 7,916 K + 7,238 K^2 - 2,321 K^3] E_{fs}$$

avec :

$$K = E_{fs} / E_s$$

où :

E_{fs} module d'élasticité en glissement total déduit de l'alinéa (a) ci-dessus ;

E_s module d'Young des fils d'acier.

(3) La rigidité de flexion efficace d'un toron devrait être déterminée de préférence à partir d'essais appropriés ; en l'absence de tels essais, elle peut être estimée à partir de l'expression $E_{\text{eff}} I$ calculée selon la méthode suivante :

$$a) E_{\text{eff}} = \sum_{i=1}^N (E_i \lambda_i)$$

avec :

$$\lambda_i = I_{ni} / \sum_{i=1}^N I_{ni}$$

$$I_{ni} = (\pi/4)(\pi/64)[(2r_i + D_i)^4 - (2r_i - D_i)^4]$$

$$r_i = \frac{D_i}{2} \sqrt{1 + \frac{\tan^2(\pi/2 - \pi/n_i)}{\cos^2 \alpha_i}}$$

où :

E_i est déduit comme E_{fs} ou E_{ns} , selon le cas, des expressions données dans les alinéas A.12(2) (a) ou (b) ci-dessus, mais en utilisant H_i pour chaque couche au lieu de H dans l'expression donnée en A.12(2) (a), où H_i est donné par $\cos^4 \alpha_i$.

i , N , D_i , n_i et α_i sont définis en A.12(2) (a) ci-dessus.

$$b) I = (\pi/4) (\pi d^4 / 64)$$

où :

d diamètre extérieur du toron ;

$(\pi/4)$ prend en compte la présence des vides entre les fils.

(4) Sous réserve que $10^\circ \leq \alpha_1 \leq 30^\circ$ le coefficient de Poisson efficace, ν_{toron} , exigé en A.8.5(10) peut être déduit de la façon suivante :

$$\nu_{\text{toron}} = \nu_a + \nu_b$$

avec :

$$\nu_b = -0,008554 a_1 + 0,001583 a_1^2 + 0,0000106 a_1^3$$

et :

ν_a coefficient de Poisson de l'acier de construction (0,3) ;

a_1 angle de toronnage, en degrés, pour la couche extérieure de fils du toron.

(5) En l'absence d'autres informations, la procédure suivante peut être adoptée pour prendre en compte la fatigue provoquée par les effets de flexion dans les câbles, comme exigé en A.9.3(3) :

$$a) \text{ calculer } \rho = (L / \pi y_{\text{max}}) \sqrt{(E_{\text{eff}} I / T)}$$

où :

L longueur entre les noeuds du câble fléchi (n'est pas nécessairement la longueur totale, par exemple dans le cas d'un câble vibrant selon un mode plus élevé) ;

y_{max} flèche latérale maximale du câble fléchi ;

E_{eff} déduit de A.12(3) ;

T traction axiale dans le câble.

b) calculer $\chi = (2\pi\Delta r_r \cos a_2) / (n_2 \sin \psi)$

avec :

$$\Delta r_r = r_1 - r_w$$

$$\psi = |a_1 - a_2|$$

où :

r_1 rayon de l'hélice du centre des fils de la couche extérieure ;

r_w rayon des fils circulaires de la couche extérieure, ou la moitié de la hauteur des fils profilés de la couche extérieure dans un câble clos ;

a_1 a_2 angles de toronnage en degrés des première (extérieure) et seconde couches, respectivement, un toronnage à droite étant compté positivement ;

n_2 nombre de fils dans la deuxième couche.

c) calculer S_1 par :

$$S_1 = T/AE_{fs}$$

où :

T défini en (a) ci-dessus ;

A aire métallique du câble ;

E_{fs} déduit de A.12(2) (a).

d) Lorsque $22^\circ < \psi < 42^\circ$, calculer $\sigma_{fx} = -124 + 4,41\psi + 2069 (S_1)^{0,317}$

où :

ψ défini en (b) ci-dessus ;

S_1 déduit de (c) ci-dessus.

e) Calculer $\sigma_{ux} = \sigma_{fx} + 82,7$

où :

σ_{fx} déduit de (d) ci-dessus.

f) Lorsque $22^\circ < \psi < 42^\circ$ et $0 < S_1 < 0,0045$, calculer

$$K_{in} = E_\delta (-0,00283 + 0,000109\psi + 0,0977(S_1)^{0,3179})$$

où :

ψ défini en (b) ci-dessus ;

S_1 déduit de (c) ci-dessus ;

E_δ module d'Young de l'acier.

g) Calculer $c = \sqrt{((\Delta r_r)^2 + k^2)}$

où :

Δr_r défini en (b) ci-dessus ;

$k = r_1 / \tan a_1$ r_1 et a_1 définis en (b) ci-dessus.

h) Calculer $\theta_0^{\max} = -\tan^{-1} \left[(1/c) \sqrt{(AE_\delta/K_{in})} \right]$

où :

c déduit de (g) ci-dessus ;

A défini en (c) ci-dessus ;

E_δ défini en (f) ci-dessus ;

K_{in} déduit de (f) ci-dessus.

i) Calculer $\theta_0 = \theta_{0,\max} - \pi/2$

où :

$\theta_{0,\max}$ déduit de (h) ci-dessus.

j) Calculer $\theta = (|\theta_0| - \chi/c)$

où :

θ_0 déduit de (i) ci-dessus ;

χ déduit de (b) ci-dessus ;

c déduit de (g) ci-dessus.

k) Calculer $U_1 = k^2 \Delta r_r / \rho c$

où :

k défini en (g) ci-dessus ;

Δr_r défini en (b) ci-dessus ;

ρ déduit de (a) ci-dessus ;

c déduit de (g) ci-dessus.

l) Calculer $U = U_1 (\sin\theta - \sin\theta_0)$

où :

U_1 déduit de (k) ci-dessus ;

θ déduit de (j) ci-dessus ;

θ_0 déduit de (i) ci-dessus.

m) Calculer le paramètre contrainte de contact-glissement, $\sigma_{ux} U/\chi$

où :

σ_{ux} déduit de (e) ci-dessus ;

U déduit de (l) ci-dessus ;

χ déduit de (b) ci-dessus.

et utiliser cette valeur dans la Figure A.3 ci-dessous pour estimer le nombre de cycles jusqu'à la seconde rupture de fil, qui peut être prise comme le critère de ruine du toron.

n) Lorsqu'il existe des changements angulaires d'amplitudes variables, il convient d'effectuer un cumul des dommages au moyen de la règle de Palmgren-Miner.

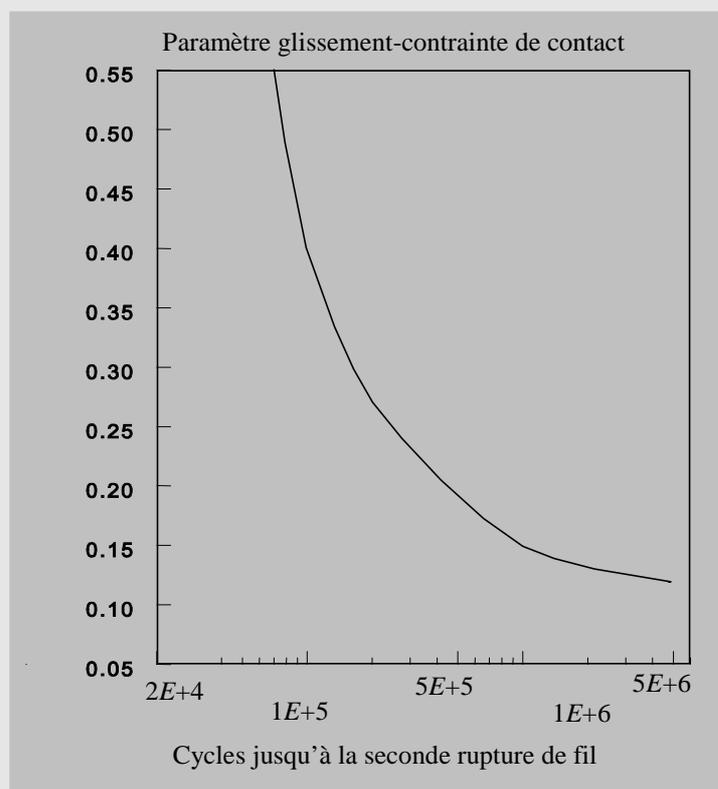


Figure A.3 — Nombre de cycles jusqu'à la seconde rupture de fil

A.13 Oscillation aérodynamique des câbles

(1) Il convient de prendre en compte la susceptibilité à l'excitation aérodynamique ou à l'excitation due à l'action des piétons des câbles utilisés, par exemple comme haubans dans les ponts haubanés ou suspendus dans les ponts suspendus ou les ponts en arc.

(2) Deux formes principales d'excitation aérodynamique, entraînant des amplitudes d'oscillation significatives des câbles, ont été observées. Il s'agit de l'excitation éolienne (ou turbulence) et du galop.

(3) Les oscillations de galop ne sont susceptibles de se produire qu'avec une forme de section transversale particulière : il a été découvert que les câbles hélicoïdaux, disposés selon un certain angle par rapport à la verticale, sont sujets au galop. Les câbles à surface lisse (par exemple les câbles clos, ou gainés) n'y sont pas sujets de prime abord, mais un concepteur doit garder présent à l'esprit l'éventualité d'une modification de la forme de section transversale survenant en cours d'exploitation. Il a été noté des exemples où l'accumulation de glace sur un câble, ou même des écoulements d'eau pendant des orages, ont été suffisants pour déclencher le galop.

(4) Les oscillations de galop sont normalement de grande amplitude et de basse fréquence, avec peu ou pas de nœuds dans la longueur du câble. On a observé des exemples de suspendes de ponts suspendus oscillant avec une amplitude d'environ 1 % à 2 % de la longueur de la suspente. Si on laisse ces oscillations persister pendant un temps significatif, elles peuvent entraîner de graves détériorations des câbles, de leurs attaches, ou de la structure au voisinage immédiat des points d'attache des câbles.

(5) En général, il n'existe pas de solution simple pour empêcher le galop : l'ajout seul d'amortisseurs est rarement suffisant. Par conséquent, tout concepteur confronté à l'éventualité d'un tel problème devrait solliciter l'avis d'un spécialiste.

(6) Les oscillations par excitation éolienne, ou tourbillons, proviennent d'une cause différente : l'apparition de turbulences alternées de chaque côté d'une masse escarpée. Lorsqu'elles se produisent avec des câbles, elles sont en général d'amplitude relativement faible et de fréquence élevée, et présentent habituellement (sur un câble de grande longueur) plusieurs nœuds dans la longueur du câble. À la différence du galop, plus la surface est lisse et régulière, plus elle est sujette à l'excitation éolienne.

(7) Alors que le traitement détaillé des oscillations éoliennes est affaire de spécialiste, il existe un certain nombre de solutions simples qui arrivent fréquemment à résoudre ce problème. La plupart d'entre elles reposent sur l'ajout d'amortisseurs, étant donné que l'amplitude peut être considérablement réduite par ce moyen. En outre, comme les amplitudes sont en règle générale faibles, ces oscillations ne représentent pas un risque immédiat pour la structure. La démarche d'un concepteur prudent consistera par conséquent à calculer les câbles en prévoyant l'ajout éventuel d'amortisseurs, tout en attendant l'achèvement du pont pour décider de leur opportunité.

(8) Trois formes possibles d'amortisseurs additionnels destinés à réduire ou à éliminer les oscillations éoliennes, et qui ont été utilisés sur de nombreuses structures existantes, sont décrites ci-après :

a) Principalement pour les suspentes de ponts suspendus, attache d'un amortisseur de type à inertie accordé sur le câble, à proximité d'un point ventre. Un type courant est composé de deux masses situées aux extrémités de courtes longueurs de câbles hélicoïdaux placées en console, accordées sur la même fréquence que celle du câble principal. Lorsque le toron principal subit une excitation, l'énergie reçue est transmise à l'amortisseur, et il se produit une oscillation des masses de l'amortisseur. Il convient de prendre soin, dans la conception des dispositions constructives, de s'assurer que la chute éventuelle d'une masse d'amortisseur provoquée par les oscillations ne représente aucun danger.

b) Principalement pour les haubans de ponts haubanés, attache du câble à proximité d'un ventre sur le tablier du pont par l'intermédiaire d'un amortisseur hydraulique de type automobile. Étant donné qu'il existe habituellement plusieurs nœuds dans la longueur du hauban, cet assemblage peut fréquemment se situer très près de la partie inférieure, et être par conséquent de très courte longueur.

c) Pour un câble quelconque, lorsqu'il est constitué de plusieurs torons ne se trouvant pas en contact, insertion à intervalles sur la longueur du câble de cales à absorption d'énergie (par exemple des entretoises en caoutchouc) entre les torons et en contact ferme avec eux.

(9) Étant donné qu'il n'est pas nécessaire d'installer un amortissement supplémentaire immédiatement, des essais sur site peuvent être réalisés pour trouver la solution optimale.

(10) Il convient que le concepteur soit conscient de l'éventualité de l'excitation de câbles sous le vent d'éléments de structure de grandes dimensions et proches de la verticale. Par exemple, sur un pont suspendu, les suspentes sous le vent d'un pied de pylône peuvent être excitées par les turbulences provoquées par ce pied.

(11) Tandis que la solution habituelle aux problèmes d'oscillations aérodynamiques des câbles est la prévention comme indiqué ci-dessus, il est possible d'estimer les amplitudes maximales d'oscillations susceptibles de se produire avec ou sans ajout d'amortisseurs. L'annexe F donne des méthodes pour effectuer de telles estimations, et les méthodes exposées en A.9.3 peuvent alors être appliquées pour évaluer les implications sur la fatigue de telle amplitude d'oscillation.

(12) Il est également souligné qu'il existe une éventualité d'oscillation par excitation mécanique des câbles, qui peut, par exemple, provenir de la transmission par l'intermédiaire des ancrages de tablier des excitations de la poutre de pont dues au passage de véhicules.

A.14 Protection anticorrosion des câbles et équipements

(1) Les câbles à haute résistance sont extrêmement sensibles aux phénomènes de corrosion comme la corrosion sous contrainte, la fatigue, la corrosion par fretting, etc. Il est donc essentiel de s'assurer que leur protection anticorrosion est de la plus grande qualité, particulièrement dans les régions des culots, des selles et des colliers.

(2) Il est à présent de pratique courante en Europe de protéger les fils constituant un toron en les galvanisant par immersion à chaud avec une épaisseur de zinc d'environ 45 μm (masse de revêtement de zinc d'environ 300g/m²). Dans le passé, certains pays ont interdit la galvanisation sous prétexte qu'elle favorise la fragilisation, mais il semble que cette crainte soit peu fondée en ce qui concerne les fils étirés à froid, à condition que la galvanisation soit réalisée par immersion à chaud. Il convient de ne pas utiliser de méthodes de galvanisation électrolytique. D'autres méthodes de protection des fils de torons, comme le revêtement époxyde, peuvent être envisagées.

(3) Pour les câbles hélicoïdaux, les câbles clos et les câbles torsadés, il convient de remplir les interstices entre les fils avec un produit lubrifiant approprié afin d'empêcher la pénétration d'humidité. Il convient que la surface extérieure soit ensuite peinte ou encore gainée comme indiqué en (4).

(4) Il convient que les câbles formés de torons à fils parallèles soient normalement gainés au moyen de tubes en acier ou en polyéthylène, en remplissant ensuite l'espace entre l'intérieur de la gaine et le câble avec un produit approprié. Comme alternative, on peut utiliser un gainage polyéthylène directement extrudé sur les câbles ou sur chaque toron.

(5) Il convient que les gaines utilisées pour protéger les torons soient rendues totalement imperméables, avec des joints d'extrémités soudés de façon à ne pas se rompre lorsque la gaine est tendue.

(6) Il convient que les tubes en acier utilisés pour le gainage soient conformes aux normes appropriées, avec un allongement à la rupture d'au moins 22 %. Il convient que l'épaisseur de paroi soit suffisante pour résister aux contraintes d'installation et d'exploitation. Il convient de ne pas effectuer de soudage avec les câbles à l'intérieur des tubes.

(7) Il convient que le polyéthylène utilisé pour les tubes, ou pour les gaines extrudées, soit du polyéthylène à haute densité conforme aux normes appropriées. Il convient qu'il possède une résistance adéquate aux rayons ultraviolets, et présente un allongement à la rupture de 350 %. Il convient que le rapport maximal du diamètre extérieur à l'épaisseur de paroi des tubes en polyéthylène soit égal à 18, et que l'épaisseur de paroi soit suffisante pour résister aux contraintes de manutention et d'injection. Il convient que les gaines extrudées possèdent une épaisseur d'au moins 1,5 mm. Il convient que les soudures par fusion réalisées sur les tubes en polyéthylène soient capables de développer la résistance élastique totale de la section transversale du tube.

(8) Bien que l'on ait utilisé du ciment comme produit de remplissage entre gaine et câble dans de nombreux pays, son comportement est fréquemment peu satisfaisant étant donné que l'on peut difficilement garantir que tous les espaces sont bien remplis et que le produit ne se fissure pas sous l'effet de la charge. Il est presque impossible d'empêcher la pénétration d'humidité par cette méthode, particulièrement lorsque les fils ne sont pas protégés individuellement (par galvanisation ou autre revêtement approprié), et de telles fautes ont entraîné inévitablement une corrosion grave.

(9) D'autres produits de remplissage ont été proposés ou utilisés pour les câbles gainés, tels la graisse, la cire, le goudron époxyde, le ciment polymère, le polybutadiène ou le polyuréthane. Dans ce cas, l'avis d'un spécialiste est nécessaire.

(10) Il convient de prendre des dispositions particulières au niveau des ancrages, selles, colliers, etc. pour empêcher la pénétration d'humidité. Ces mesures peuvent comprendre l'utilisation de caissons bien ajustés, etc.

(11) La protection anticorrosion des éléments tels que les câbles principaux des ponts suspendus exige une approche particulière. Une méthode couramment adoptée comprend les opérations suivantes :

- a) Compactage du câble principal pour obtenir une aire de section transversale aussi réduite que possible.
- b) Enveloppement serré du câble avec un fil tendre galvanisé tendu posé dans une couche de produit approprié suffisante pour remplir totalement les espaces vides entre les fils extérieurs du câble et le fil d'enveloppe.
- c) Élimination du surplus de produit à l'extérieur du fil d'enveloppe, de façon à obtenir une surface galvanisée nette pouvant être peinte.

(12) Une alternative possible au gainage ou à l'enveloppement avec un fil consiste à utiliser un ruban plastique. Il convient de consulter alors un spécialiste.

(13) Les surfaces extérieures des culots, selles, colliers et autres pièces similaires exigent une protection anticorrosion. Elle est normalement réalisée par application d'une projection de zinc, d'une couche primaire d'accrochage et de peinture, en employant un système compatible avec celui généralement utilisé sur la charpente en acier du pont. Il est nécessaire de veiller à ne pas altérer le coefficient de frottement des surfaces qui doivent résister aux efforts par frottement.

(14) Pour les détails de programmation, d'exécution et d'entretien des dispositions concernant la protection anticorrosion, il convient d'utiliser les règles nationales.

Annexe B (normative) **Appareils d'appui**

Annexe B A Le statut de la présente annexe B est modifié. Les articles B2, B3 et B7 deviennent informatifs, les articles B1, B4, B5 et B6 restent normatifs.

Annexe B C La présente annexe B ne traite pas tous les types d'appuis. Le traitement des appuis concerne également l'ENV 1992-2 et l'ENV 1994-2, et devrait être unique pour tous les types de ponts.
Des normes produits sont en préparation au CEN/TC 167 (Appareils d'appuis structuraux).

B.1 Généralités

(1) Il convient pour la conception d'un pont, d'établir un projet d'appareils d'appui dans lequel les positions et les types des appareils d'appui sont identifiés sur un plan au moyen des symboles spécifiés dans l'EN 1337.

(2) Il convient de choisir les appareils d'appui de telle sorte que le pont ainsi que toutes ses parties, avec des degrés de fiabilité appropriés et de manière économique :

- restent conformes à l'utilisation prévue ;
- résistent à la totalité des actions et influences susceptibles de se produire au cours de l'exécution et de l'exploitation.

(3) Lors de la modélisation de la structure du pont pour l'analyse, il convient de modéliser le comportement des appareils d'appui de telle sorte que les sollicitations s'exerçant dans le pont, dans les appuis et dans les appareils d'appui soient prédites de manière réaliste. En cas d'impossibilité de réaliser un système d'appui permettant les déplacements, il convient d'en tenir compte dans la modélisation.

(4) Dans l'analyse, il convient de prendre en compte les valeurs de calcul des caractéristiques suivantes des appareils d'appui :

- rigidité de rotation ;
- rigidité de translation ;
- coefficient de frottement pour :
 - la rotation ;
 - le déplacement latéral ;
 - le déplacement longitudinal.

(5) Il convient de déterminer les valeurs de calcul ci-dessus à partir des caractéristiques données dans l'EN 1337.

(6) Il convient de concevoir et de calculer les appareils d'appui de telle sorte que les exigences concernant les états limites de service et les états limites ultimes du pont soient respectées. Celles-ci comprennent :

- la résistance et la stabilité ;
- la plage de déplacements ;
- la durabilité ;
- l'accès pour le contrôle ;
- le remplacement sans interruption de la circulation sur le pont (sauf spécification contraire dans le cahier des charges du projet).

(6) I — le remplacement selon le cahier des charges du projet en cas de remplacement sans interruption de la circulation sur le pont.

(7) Afin de garantir leur pertinence, il convient de fournir les informations nécessaires au calcul des appareils d'appui sous la forme spécifiée dans l'annexe B de l'EN 1337-1.

(8) Il convient de réaliser la fabrication et l'installation des appareils d'appui conformément aux exigences de l'EN 1337.

(7) et (8) A (7) et (8) sont transformés en notes.

B.2 Choix du type d'appareils d'appui

B.2.1 Appareils d'appui sur structures porteuses rigides

(1) En général, différents types d'appareils d'appui peuvent être réalisés au niveau des différents appuis d'un pont. Il convient que le choix du type d'appareil d'appui au niveau de chaque appui soit de nature à minimiser :

- les efforts provoqués par les variations de température ;
- l'amplitude des mouvements dus à la température dans les joints de dilatation.

NOTE La Figure B.1 illustre deux exemples du choix de configurations d'appareils d'appui. Les détails concernant les symboles utilisés pour les différents types d'appareils d'appui sont donnés dans l'EN 1337-1.

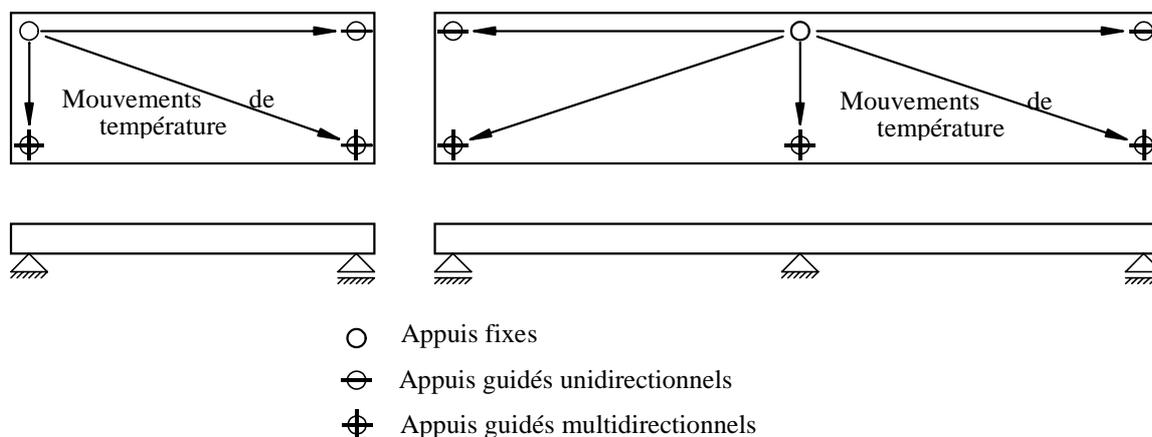


Figure B.1 — Exemples de choix de configurations d'appareils d'appui

(2) Dans le choix des appareils d'appui, il convient de prendre également en compte toute excentricité des positions des appareils d'appui par rapport aux axes de flexion ou de gauchissement des éléments du pont, pouvant entraîner des efforts ou des déplacements supplémentaires, voir Figure B.2.



Figure B.2 — Effets de l'excentricité des appareils d'appui par rapport à l'axe de flexion

(3) Dans le choix des appareils d'appui pour les ponts biais, il convient également de prendre en compte les effets éventuels du biais sur le soulèvement au niveau des angles aigus et sur les déplacements en rotation au niveau des appuis intermédiaires, voir Figure B.3.

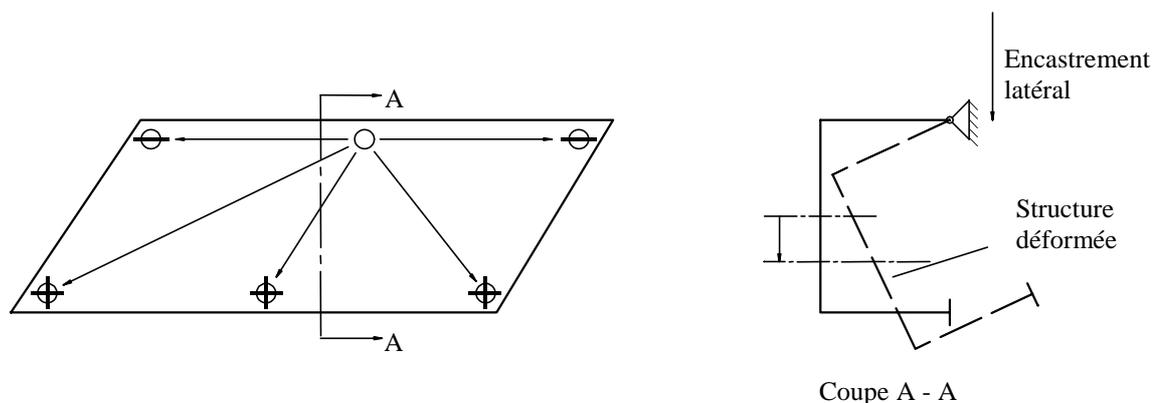


Figure B.3 — Appareils d'appui pour ponts biais

B.2.2 Appareils d'appui sur appuis flexibles dans le plan horizontal

(1) Il convient que le choix des appareils d'appui pour les ponts reposant sur des appuis flexibles dans le plan horizontal suive les dispositions données en B.2.1. Cependant, il convient de prendre en compte la flexibilité des appuis pour la détermination des mouvements et des efforts.

(2) La rigidité des appuis peut être obtenue en déterminant les caractéristiques des piles en béton conformément aux dispositions de l'ENV 1992-2 et en prenant les valeurs estimées au mieux des caractéristiques du sol selon l'ENV 1997. Il convient de prendre en compte les effets au second ordre le cas échéant.

NOTE Selon la rigidité des piles intermédiaires, il peut s'avérer utile de choisir plusieurs appareils d'appui fixes pour optimiser la conception vis à vis des efforts de freinage ainsi que des effets de frottement et de température, voir Figure B.4. Il convient également de veiller à rendre certaines des piles solidaires de la superstructure. Ceci donne un assemblage plus robuste entre les piles et le tablier, et réduit le coût d'achat et d'entretien des appareils d'appui.

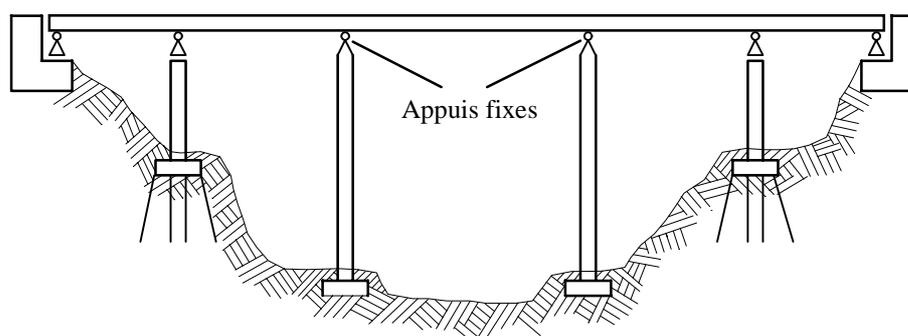


Figure B.4 — Pont comportant deux appuis fixes sur des piles flexibles longitudinalement

(3) Pour les appuis qui sont flexibles dans le plan horizontal, il convient d'étudier les effets de cette flexibilité tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal, voir B.3.

B.3 Modélisation de la structure pour la détermination des réactions d'appui

B.3.1 Généralités

- (1) Dans l'analyse globale du pont, les appareils d'appui peuvent être modélisés comme des assemblages au cisaillement ou au moment fléchissant, articulés, semi-rigides ou rigides, selon le type d'appareil d'appui, voir B.2.
- (2) Pour le calcul des appareils d'appui, il convient de déterminer les réactions en utilisant les combinaisons de charges et les actions de calcul données en B.5 pour la situation de projet et l'état limite appropriés.
- (3) Il convient de placer les valeurs caractéristiques des réactions résultant de chaque action dans un tableau permettant la détermination des combinaisons appropriées des valeurs de calcul.
- (4) Il convient de considérer les réactions et déplacements suivants pour le calcul des appareils d'appui :
 - les valeurs maximales et minimales des forces verticales, ainsi que les forces et les déplacements horizontaux concomitants, plus les moments fléchissants, le cas échéant ;
 - les valeurs maximales et minimales des forces horizontales, ainsi que les forces verticales et les déplacements concomitants, plus les moments fléchissants, le cas échéant ;
 - les valeurs maximales et minimales des déplacements, ainsi que les forces verticales et les forces horizontales concomitantes, plus les moments fléchissants, le cas échéant.
- (5) En règle générale, il convient d'éviter le soulèvement des appareils d'appui. Si, dans des cas exceptionnels, le soulèvement est inévitable, il convient de le vérifier conformément à B.5.
- (6) Si nécessaire, le soulèvement peut être empêché par l'application d'une précontrainte par tirants, ou d'un lestage. Comme alternative, dans le cas d'une structure de pont continue sur deux ou plusieurs portées, les appareils d'appui peuvent être précontraints par l'introduction d'une déformation initiale dans la structure, voir B.5.1(3). Lorsqu'une déformation initiale est introduite dans la structure, il convient de prendre en compte l'effet de fluage qui en résulte.
- (7) Il convient de ne pas précontraindre les appareils d'appui par introduction d'une déformation initiale dans la structure du pont si la déformation initiale nécessaire au niveau de l'appui n'est pas supérieure à 10 mm.
- (8) Si des appuis à patins ou à rouleaux sont précontraints par des tirants pour éviter le soulèvement, il convient de prendre en compte l'augmentation de la précontrainte provoquée par les mouvements latéraux des éléments tendus résultant du déplacement des appareils d'appui.

B.3.2 Modélisation des appareils d'appui sur appuis rigides

- (1) Pour les appareils d'appui reposant sur des appuis rigides, il convient de déterminer les réactions provoquées par les charges de vent sur la base d'une poutre continue, voir Figure B.5.

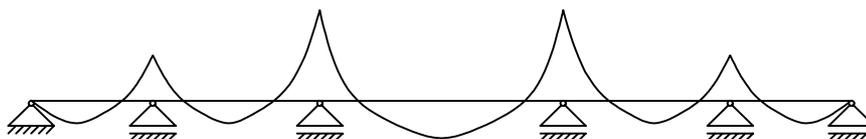


Figure B.5 — Réactions dues aux charges de vent sur un pont reposant sur des appuis rigides

- (2) Si l'on utilise des appareils d'appui élastomères sur des structures secondaires rigides, le pont ne peut être considéré comme reposant sur des appuis rigides dans le plan horizontal. Il convient de prendre en compte la rigidité horizontale des appareils d'appui.

B.3.3 Modélisation des appareils d'appui sur appuis flexibles

(1) Si la prise en compte d'une rigidité d'appui finie augmente les réactions sur un appui de plus de **10 %**, il convient de considérer les appuis comme flexibles avec des valeurs limites inférieures de rigidité, voir Figure B.6.

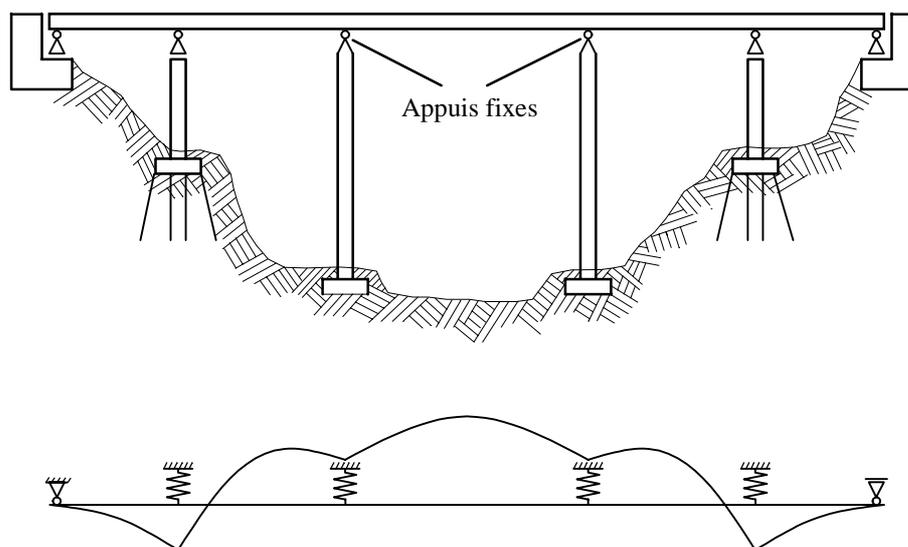


Figure B.6 — Réactions dues aux charges de vent sur un pont reposant sur des appuis flexibles

(2) Si la prise en compte d'une rigidité d'appui finie diminue les réactions, les appuis peuvent être modélisés comme flexibles avec des valeurs limites supérieures de rigidité, voir Figure B.7.

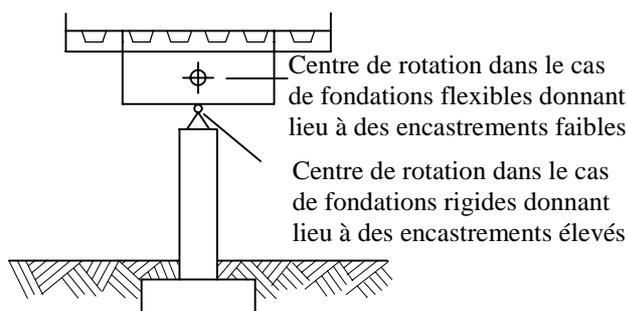


Figure B.7 — Effets de différentes rigidités d'appui

B.4 États limites à considérer

(1) Il convient de considérer les états limites suivants pour le choix des appareils d'appui :

- états limites ultimes ;
- états limites de service ;
- état limite de fatigue.

(2) Il convient de considérer les conditions suivantes comme états limites ultimes :

- a) perte de résistance aux forces verticales pouvant endommager l'appareil d'appui ou le pont ;
- b) perte de résistance aux forces latérales, entraînant un déplacement du pont suffisant pour le faire quitter les appareils d'appui ;

- c) perte de liberté de mouvement pouvant entraîner :
- un encastrement indésirable du pont ou de l'appui, transgressant ses critères d'état limite ;
 - une détérioration des appuis fixes, avec perte subséquente de leur résistance aux forces latérales, voir (b) ;
- d) rotations ou déplacements excessifs pouvant entraîner :
- le déplacement du pont hors de ses appareils d'appui ;
 - l'apparition d'excentricités supplémentaires des forces s'exerçant dans le pont ou dans les appuis, dépassant leurs états limites ;
- e) soulèvement au niveau des appareils d'appui pouvant entraîner des détériorations avec les conséquences exposées en (a) à (d) ;

e) A soulèvement au niveau des appareils d'appui pouvant entraîner des détériorations avec les conséquences exposées en (a) à (d) ; ou d'autres conséquences graves

- f) déformation des appareils d'appui, entraînant une perte de liberté de mouvement avec les conséquences exposées en (a).
- (3) Il convient de considérer comme états limites de service avec les conditions suivantes :
- a) usure, par exemple par augmentation du coefficient de frottement, ou fissuration pouvant affecter l'aspect extérieur ou la durabilité et pouvant conduire à terme à l'une quelconque des conditions exposées dans les alinéas (2) a) à f) ci-dessus, mais pouvant être détectées au cours d'un contrôle avant l'apparition de conséquences plus graves.
- b) soulèvement de l'appareil d'appui sans conséquences graves pour la sécurité.

B.5 Combinaisons de charges et actions

B.5.1 Généralités

(1) Il convient de calculer les appareils d'appui pour toutes les situations de projet appropriées susceptibles de se produire au cours de l'exécution et de l'exploitation. Il convient de se reporter à l'EN 1337-1 pour les points à prendre en considération dans le choix des appareils d'appui et de leur disposition, et pour établir les actions à prendre en compte.

(2) Il convient de considérer le poids propre du pont comme une action unique, en appliquant $\gamma_G = 1,35$ ou $\gamma_G = 1,00$ conformément au tableau 9.2 de l'ENV 1991-1, sauf dans les vérifications de l'équilibre statique ou du soulèvement au niveau des appareils d'appui, pour lesquelles il convient d'appliquer les valeurs suivantes de γ_G :

— pour les travées contribuant au soulèvement au niveau des appareils d'appui : $\gamma_G = 1,05$;

— pour les travées s'opposant au soulèvement au niveau des appareils d'appui : $\gamma_G = 0,95$.

(3) Il convient d'utiliser également les mêmes valeurs de γ_F que pour les vérifications de l'équilibre statique ou du soulèvement pour le calcul de la précontrainte, voir B.3.1(6).

(4) En général, il convient de considérer la précontrainte et le poids propre comme constituant une seule charge permanente, sauf spécification contraire du code correspondant.

(5) Il convient de prendre les combinaisons de charges appropriées dans la Section 2 de la présente Prénorme.

(6) Pour les actions sismiques, voir l'ENV 1998.

(7) Il convient de déterminer les efforts de frottement provenant des appuis à patins ou à rouleaux au moyen des valeurs de calcul des réactions de compression verticale sur les appareils d'appui. Il y a lieu de prendre le coefficient de frottement dans les parties appropriées de l'EN 1337-1.

(8) Pour les appuis fixes, il convient de cumuler les efforts de frottement provenant de tous les appuis à patins ou à rouleaux, comme spécifié dans l'EN 1337-1, paragraphe 6.

(9) Il convient de combiner les efforts de frottement ou les efforts hyperstatiques provenant des encastremets résultant des appuis à patins ou à rouleaux, ainsi que des joints de dilatation, avec les efforts résultant des autres actions, comme indiqué dans le tableau B.1.

Tableau B.1 — Combinaison des efforts horizontaux au niveau des appareils d'appui

Efforts provoqués par le frottement ou effets hyperstatiques	Effets du vent	Effets du freinage et/ou des charges centrifuges	Efforts provenant de la précontrainte, du fluage et de la température
X		X	X
X	X		X

B.5.2 Phase de montage

(1) Pour les surcharges, les charges de neige, les charges de vent, les tassements initiaux et les variations de température au cours de la phase de montage, voir l'ENV 1991-2-6.

(2) Il convient de prendre les valeurs des coefficients partiels γ_F pour ces actions dans l'ENV 1991-2-6.

(3) Lorsque l'application d'une précontrainte constitue une situation de projet séparée, le coefficient partiel γ_P devrait être pris égal à :

$$\gamma_P = 1,00$$

(4) Lorsqu'un pont n'est supporté que par des appuis à patins ou à rouleaux au cours des phases de montage, il convient de prévoir un encastrement approprié pour ancrer ce pont contre les déplacements dans toutes les directions, quelle que soit la pente longitudinale.

B.5.3 Phase d'exploitation

(1) Pour les actions, les valeurs des coefficients partiels γ_P , les combinaisons de charges et les situations de calcul appropriées, il convient de se reporter à la Section 2 de l'ENV 1993-2.

B.5.4 Rotations et déplacements maximaux des appareils d'appui

(1) Il convient de déterminer les valeurs de calcul des rotations et des déplacements maximaux à partir de la combinaison de charges appropriée, voir l'EN 1337-1, section 5.3.

B.6 Justification des éléments d'appareil d'appui

(1) Il convient de calculer les parties en acier des appareils d'appui conformément aux dispositions de l'EN 1337, et de les vérifier selon les dispositions de la présente Partie 2 de l'ENV 1993-2.

(2) Il convient de concevoir les parties du pont ou des appuis auxquelles les appareils d'appui sont assemblés pour résister aux réactions de calcul exercées sous forme de sollicitations par les appareils d'appuis. Il convient de concevoir également ces parties avec une rigidité suffisante pour empêcher la déformation des appareils d'appui.

(3) Dans le calcul du pont et des appuis, il convient de prendre en compte l'éventuelle excentricité des forces, provoquée par les tolérances dans l'installation des appareils d'appui ; les mouvements des appareils d'appui.

(4) Dans les régions sismiques, il convient que la conception soit conforme à l'ENV 1998.

B.7 Modèle de nomenclature d'appuis

(1) Il convient de tenir compte des modèles de nomenclatures d'appuis de l'annexe B de l'EN 1337-1.

NOTE Le rôle des nomenclatures d'appuis est de permettre la transmission des informations nécessaires à la conception des appareils d'appui entre le concepteur du pont et le fabricant des appareils d'appui.

Annexe C (informative) Prévention de la rupture fragile

NOTE L'objet de la présente annexe est de donner la méthodologie en vue de l'établissement de la qualité minimale de résilience des matériaux comme indiqué dans le tableau 3.2. Elle n'est pas destinée à être utilisée couramment par le concepteur.

NOTE C Cette annexe n'est pas autosuffisante. Elle nécessite le recours à des formules données par la littérature et l'utilisation d'un logiciel.

C.1 Bases

(1) Il convient de choisir une nuance d'acier appropriée pour assurer une fiabilité suffisante de chaque élément contre la rupture fragile, en prenant en compte les facteurs suivants :

- nuance de l'acier ;
- niveau de résilience de l'acier ;
- forme de l'élément ;
- épaisseur de l'élément ;
- hypothèses appropriées d'imperfections de type fissure ;
- température de service minimale ;
- vitesse de déformation.

(2) Il convient de choisir le niveau de résilience de l'acier sur la base de la résilience exigée par référence à la mécanique de rupture et aux caractéristiques de résilience du matériau.

(3) Pour les aciers couverts par l'ENV 1993-2, sous réserve d'une évaluation plus précise, il convient de déterminer le niveau de résilience approprié pour une nuance et pour une épaisseur données selon la méthode indiquée en C.2.

NOTE La présente annexe a été utilisée pour la détermination de l'épaisseur de tôle maximale pour diverses nuances d'acier dans le tableau 3.2 de l'ENV 1993-2.

C.2 Procédure

C.2.1 Critère

(1) Il convient de considérer que la résilience d'un élément de structure soumis à un effort de traction de calcul σ_{Ed} est suffisante si :

$$T_{Ed} \geq T_{Cd}$$

où :

T_{Ed} température minimale de calcul de l'élément auquel s'applique la contrainte représentative σ_E ;

T_{Cd} température de rupture de calcul traduisant la résilience du matériau.

- (2) Pour les ponts, il convient de considérer la contrainte représentative σ_{Ed} comme suit :

$$\sigma_{Ed} = \sigma_P + \sigma_S$$

où :

σ_P contrainte de traction primaire résultant des actions permanentes G_k et des actions variables fréquentes $\psi_1 Q_k$, où le coefficient ψ_1 possède la valeur pour les ponts donnée dans l'ENV 1991-3 ;

σ_S valeur de traction des contraintes secondaires autoéquilibrées telles les contraintes résiduelles.

- (3) Pour les ponts, il convient de prendre la valeur de σ_S égale à 100 N/mm² pour toutes les nuances d'acier.

NOTE Voir également la NOTE de C.2.3 (7) ci-dessous.

C.2.2 Température de calcul

- (1) Il convient de déterminer la température de calcul T_{Ed} pour une structure extérieure exposée aux intempéries au moyen de l'expression suivante :

$$T_{Ed} = T_{min} + \Delta T_r$$

où :

T_{min} température extérieure minimale à laquelle l'effort représentatif σ_{Ed} s'applique ;

ΔT_r modification de température de l'élément due au rayonnement.

- (2) Il convient de prendre la valeur de T_{min} égale à la valeur présentant une période de retour de **100** ans.

(2) I Il convient de prendre pour T_{min} la valeur de période de retour 50 ans.

(2) C Le choix de la période de retour de 50 ans est conforme à 1991-2-5 : actions thermiques, qui fournit des courbes isothermes des températures minimales.

- (3) En l'absence d'évaluation plus précise, il convient de prendre la valeur de ΔT_r pour les ponts égale à - 5 °C.

C.2.3 Température de rupture de calcul

- (1) Il convient de déterminer la température de rupture de calcul T_{Cd} au moyen de l'expression suivante :

$$T_{Cd} = T_{100} + \Delta T_a + \Delta T_f + \Delta T_v$$

où :

T_{100} température à laquelle le matériau possède une ténacité à la rupture K_{1c} de 100 N/mm² \sqrt{m} ;

ΔT_a terme de sécurité ;

ΔT_f décalage de température représentant les effets des imperfections de type fissure ;

ΔT_v décalage de température représentant les effets de la vitesse de déformation.

- (2) Il convient de déterminer la valeur de T_{100} [°C] au moyen de l'expression suivante :

$$T_{100} = T_{27} - 18$$

où :

T_{27} température d'essai [°C] pour une énergie d'impact moyenne de l'essai Charpy V au moins égale à 27 J ou 30 J pour le niveau de résilience approprié, comme spécifié dans la norme de produit concernée.

(3) Dans le cas où la norme de produit concernée ne donne pas de valeur de T_{27} , il convient de calculer la valeur de T_{27} au moyen de l'expression suivante :

$$T_{27} = T_{40} - 10$$

où :

T_{40} température d'essai [°C] pour une énergie d'impact d'essai Charpy V moyenne au moins égale à 40 J.

(4) Pour les ponts, il convient de prendre la valeur de ΔT_a égale à :

$$\Delta T_a = \boxed{-7 \text{ °C}}$$

(5) Il convient de déterminer la valeur de ΔT_f [°C] au moyen des expressions suivantes :

— si $k \geq 0,1$: $\Delta T_f = 52 \ln(k)$

— si $k < 0,1$: $\Delta T_f = -120$

avec :

$$k = \frac{(K_{\text{mat}} - 20)k_t - 10}{70}$$

$$K_{\text{mat}} = \frac{Y \cdot M_k \sigma_{\text{Ed}}}{(k_{\text{R6}} - \rho)} \sqrt{\frac{\pi a_d}{1000}} \quad [\text{N/mm}^2 \sqrt{\text{m}}]$$

$$k_t = [b_{\text{eff}}/25[\text{mm}]]^{0,25}$$

$$b_{\text{eff}} = 5a_d$$

$$k_{\text{R6}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,5L_r^2}}$$

$$L_r = \sigma_p / \sigma_{\text{gy}}(t)$$

où :

a_d profondeur de la fissure de calcul [mm] ;

$\sigma_{\text{gy}}(t)$ contrainte élastique générale tenant compte du défaut et de la résistance élastique nominale dépendant de l'épaisseur $f_y(t)$;

$f_y(t)$ résistance élastique nominale dépendant de l'épaisseur ;

$Y.M_k$ concentration de contrainte en fonction du défaut ;

ρ coefficient correcteur de plasticité pour les contraintes secondaires.

(6) Pour une tôle tendue comportant une fissure débouchante semi-elliptique, il convient de déterminer $\sigma_{\text{gy}}(t)$ [N/mm²] au moyen de l'expression suivante :

$$\sigma_{\text{gy}}(t) = f_y(t) \left(1 - \frac{\pi 2,5 a_d^2}{2t(5a_d + t)} \right)$$

et :

$$a_d / t \leq 0,80$$

(7) Il convient de déterminer la résistance élastique nominale dépendant de l'épaisseur $f_y(t)$ [N/mm²] au moyen de l'expression suivante :

$$f_y(t) = f_y - 0,25 \frac{t}{t_0}$$

où :

t épaisseur de l'élément ;

t_0 valeur de référence de t égale à 1,0 mm.

NOTE La valeur moyenne de la répartition de résistance élastique est prise égale à $f_y(t) + 100$ N/mm².

(8) Il convient de considérer pour l'imperfection de calcul une fissure débouchante semi-elliptique de profondeur a , de largeur $2c$ et de coefficient d'aspect $a/c = 0,4$. La profondeur a_d est la valeur qu'un défaut de profondeur initiale a_0 doit normalement atteindre sous l'effet de la charge de fatigue, comme calculée par la mécanique de la rupture. Il convient de déterminer la profondeur de fissure initiale a_0 [mm] au moyen de l'expression suivante :

$$a_0 = 0,5 \ln(t / t_0)$$

(9) Il convient de déterminer les valeurs de $Y.M_K$ et de ρ pour la fissure débouchante semi-elliptique définies dans l'alinéa (5) au moyen de la mécanique de la rupture. Pour les éléments non soudés, la valeur de ρ peut être prise égale à zéro.

NOTE C.3 donne des références bibliographiques pour les aspects appropriés de la mécanique de la rupture.

(9) A Dans le cas des ponts, la valeur de ρ peut être prise égale à zéro pour les éléments soudés également.

(10) Pour les éléments soumis à la fatigue, la charge de fatigue peut être prise égale à la valeur de l'étendue de contrainte d'amplitude constante équivalente pour 2 millions de cycles $\Delta\sigma_{E,2}$. La charge de fatigue peut être réduite à un nombre de cycles de charge inférieur à 2 millions en cas d'accord de l'autorité compétente.

NOTE Les épaisseurs de tôle limites figurant dans le tableau 3.2 ont été calculées pour $\Delta\sigma_{E,2} = 56$ N/mm² et 500 000 cycles de charge.

(10) I Les épaisseurs-limites de tôle figurant dans le tableau 3.2 ont été calculées pour $\Delta\sigma_{E,2}$ limité à 100 N/mm², et pour $\frac{2 \cdot 10^6}{1,25^5}$ cycles.

(11) Il convient de déterminer la valeur de ΔT_v au moyen de l'expression suivante :

$$\Delta T_v = \frac{1\,440 - f_y(t)}{550} [\ln v(v_0)]^{1,5}$$

où :

v vitesse de déformation (s⁻¹) pour la contrainte de calcul σ_{Ed} ;

v_0 valeur de référence de v égale à 0,000 1 /s.

(12) Pour les ponts, il y a lieu de considérer une vitesse de déformation v pour le chargement statique ou le chargement de fatigue égale à v_0 , sauf spécification contraire de l'autorité compétente.

NOTE Dans ce cas, $\Delta T_v = 0$.

(13) Pour les charges d'impact, il convient d'utiliser la valeur appropriée de v .

C.3 Bibliographie

- [1] *A rational theory in fatigue*, Paris P.C., Gomez M.P., Anderson W.F., *The trend in engineering* 13, 1961, p.9 et suivantes.
- [2] *Assessment of the integrity of structures containing defects*, Harrison R.P., Loosemore K., Milne I., Dowling A.R., *CEGB Report R.6*, Central Electricity Generating Board, Revision 2, 1980.
- [3] *Assessment of the integrity of structures containing defects*, Milne I., Ainsworth R.A., Dowling A.R., Stewart A.T., *CEGB Report R.6*, Central Electricity Generating Board, Revision 3, May 1986.
- [4] *Stress intensity factors of welded joints*, Hobbacher A., *Engineering fracture mechanics*, pp. 173-182, Vol. 46, No. 2, 1993 et p. 323, Vol. 49, No. 2, 1994.
- [5] *Fatigue of steel structures*, IIW.
- [6] *Design against brittle fracture*, Document de justification de l'Eurocode 3 : Partie 2, CEN/TC250/SC 3/PT 2.

Annexe D (informative)

Directives sur le choix d'une qualité dans le sens de l'épaisseur

D.1 Généralités

(1) Les directives données dans la présente annexe peuvent être suivies pour déterminer la nécessité, dans un cas donné, d'utiliser des produits en acier, par exemple des tôles, possédant des caractéristiques améliorées perpendiculairement à la surface, afin d'éviter l'arrachement lamellaire.

(1) A L'annexe D n'est pas à appliquer si la traction dans le sens de l'épaisseur de la tôle est due uniquement à des autocontraintes qu'une faible déformation des pièces peut annuler.

(2) Il convient d'évaluer l'aptitude du matériau à partir de la qualité de ductilité en épaisseur selon l'EN 10164, qui est exprimée en termes de classes de qualité identifiées par des valeurs *Z* représentant le pourcentage de réduction d'aire dans un essai de traction.

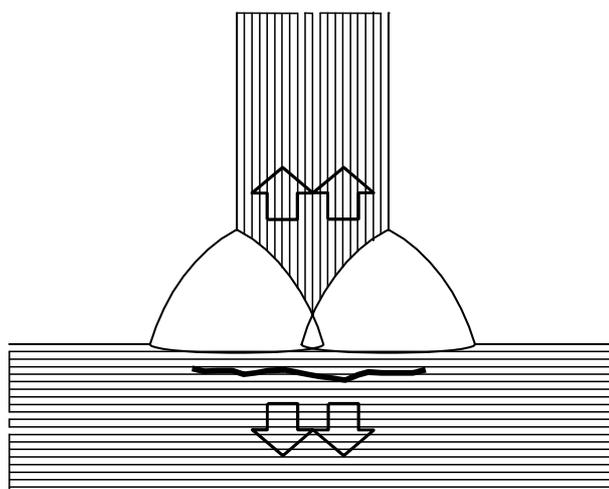
D.2 Bases

(1) Il convient de fonder le choix d'une qualité de ductilité en épaisseur sur la nécessité d'éviter l'arrachement lamellaire, qui constitue une forme de rupture pouvant survenir sous les soudures au cours d'une fabrication à base de produits en acier laminés à chaud. Au cas où il se produit un arrachement lamellaire, il se situe toujours dans le matériau de base, habituellement, mais pas toujours, à l'extérieur de la zone affectée thermiquement (ZAT), et il a tendance à s'étendre parallèlement au bord de la zone de fusion de la soudure.

(2) Pour l'évaluation de l'éventualité d'apparition d'un arrachement lamellaire dans un élément sur lequel un autre élément est assemblé par soudage, il convient de prendre en compte les critères suivants :

- a) la susceptibilité du matériau à l'arrachement. Par exemple, au point indiqué sur la Figure D.1, la tôle horizontale peut posséder une faible ductilité dans le sens de l'épaisseur ;
- b) la déformation dans le sens de l'épaisseur dans l'élément sur lequel l'assemblage est réalisé. Cette déformation provient du retrait du métal d'apport lors de son refroidissement. Elle est considérablement augmentée lorsque d'autres parties de la structure brident la liberté de mouvement ;
- c) l'orientation de la soudure. L'apparition d'un arrachement lamellaire est très probable si la déformation survenant dans l'assemblage agit au travers de l'épaisseur du matériau, ce qui se produit si la face de fusion est approximativement parallèle à la surface du matériau et si la déformation de retrait qui s'ensuit est perpendiculaire au sens de laminage du matériau ;
- d) le type de charge. Les contraintes provoquées par les charges n'ont qu'un faible effet sur l'arrachement lamellaire. Cependant, un chargement cyclique ou un chargement d'impact peuvent augmenter la susceptibilité à l'arrachement lamellaire.

NOTE Le critère (a) est surtout régi par les caractéristiques du matériau. Les critères (b) et (c) sont considérablement influencés par les procédures de fabrication utilisées.



D.3 Procédure

- (1) Il convient de déterminer la valeur exigée de Z au moyen de l'expression :

$$Z = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e$$

où les valeurs de Z_a , Z_b , Z_c , Z_d et Z_e sont données dans le tableau D.1.

- (2) Si la valeur de $Z \leq 10$, il n'est pas nécessaire d'utiliser un acier selon l'EN 10164.
(3) Il convient de tirer la classe de qualité appropriée selon l'EN 10164 pour $Z > 10$ du tableau D.2.

Tableau D.1 — Choix de la classe de qualité selon l'EN 10164

Valeur calculée de Z	Classe de qualité selon l'EN 10164
≤ 10	—
11 à 20	Z 15
21 à 30	Z 25
> 30	Z 35

Tableau D.1 — Critères affectant la valeur exigée de Z — feuille 1/2

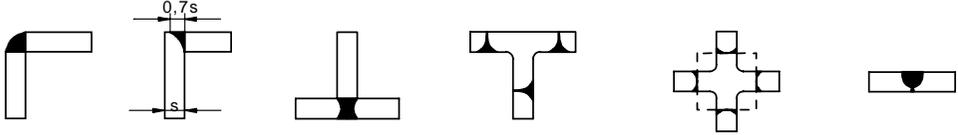
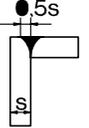
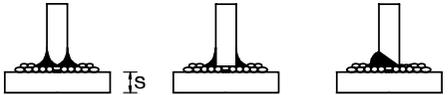
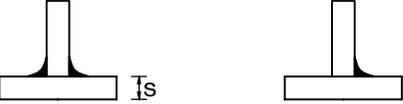
<p>a) Hauteur du cordon a_{eff} (voir schéma)</p>		<p>Pour une épaisseur de gorge $a \leq 50$ mm $Z_a = 0,3a_{eff}^*)$ où a_{eff} représente la dimension du cordon [mm] perpendiculairement à l'interface.</p>
<p>b) Forme et position de la soudure</p>		<p>$Z_b = -25$</p>
		<p>$Z_b = -10$</p>
		<p>$Z_b = -5$</p>
		<p>$Z_b = 0$</p>

Tableau D.1 — Critères affectant la valeur exigée de Z — feuille 2/2

	<p>Avec ordre de soudage approprié pour réduire les effets du retrait</p>	$Z_b = 3$
		$Z_b = 5$
		$Z_b = 8$
c) Bridage local dû à l'épaisseur de matériau s .		Pour épaisseur de matériau $s \leq 60$ mm : $Z_c = 0,2 s^*$
d) Bridage par d'autres parties de la structure	Bridage faible Retrait libre possible (par exemple assemblages en T)	$Z_d = 0$
	Bridage moyen Retrait libre restreint (par exemple diaphragmes dans poutres à caisson)	$Z_d = 3$
	Bridage élevé Retrait libre impossible (par exemple augets dans tabliers orthotropes)	$Z_d = 5$
e) Soudage	Sans préchauffage.	$Z_e = 0$
	Préchauffage ≥ 100 °C	$Z_e = - 8$
*) Réduit de 50 % pour matériaux sollicités, dans le sens de l'épaisseur, par des charges statiques prédominantes ou de compression uniquement (exemple plaques d'appui).		

Annexe E (information) Joints de dilatation pour les ponts routiers

AVERTISSEMENT Les joints de dilatation font l'objet de normes produits ou d'agrément techniques.

La présente annexe E ne traite pas tous les types de joints de dilatation. Le traitement des joints de dilatation concerne également l'ENV 1992-2 et l'ENV 1994-2, et devrait être unique pour tous les types de ponts.

Des normes produits sont en préparation au niveau européen

L'annexe E ne concerne que le calcul des joints de dilatation. Elle n'a pas d'incidence sur le calcul de la structure générale. Le principe de fonctionnement du joint de dilatation peut avoir une influence sur le calcul à la fatigue locale du tablier, support du joint de dilatation.

Il convient que la conception et le calcul du joint de dilatation, incluant les éléments de fixation (boulons) à la structure, soit tels que la partie faible de l'ensemble soit le joint de dilatation ou sa fixation.

NOTE Il est prévu que la présente annexe soit remplacée par le document intitulé «Exigences de l'utilisateur pour la conception des joints de dilatation pour les ponts routiers» lorsque ce document sera disponible.

E.1 Généralités

- (1) La présente annexe peut être utilisée pour le calcul des joints de dilatation de construction élastomère, joints à peignes, joints à rouleaux, et couvre-joints de transition pour les ponts routiers.
- (2) Il convient d'effectuer le calcul de structure des joints de dilatation de sorte à :
 - permettre au niveau de ces joints tous les mouvements provoqués par la température ainsi que les flèches ou les tassements du pont ;
 - réaliser une continuité de surface sur le joint sans créer de risques ;
 - supporter toutes les actions s'exerçant sur eux avec une économie et une fiabilité suffisantes ;
 - préserver leur aptitude au service pendant leur durée de vie de calcul prévue ;
 - les rendre accessibles pour le contrôle et l'entretien ;
 - prévoir leur remplacement tout en permettant à la circulation de continuer sur une partie de la largeur de la chaussée.
- (3) Il convient de déterminer la plage de dilatation exigée pour le joint comme spécifié en E.2.
- (4) Il convient d'opérer une distinction entre les joints de dilatations qui sont :
 - des fabrications spéciales ;
 - des produits courants.
- (5) Les joints de dilatation qui sont des produits courants peuvent être directement agréés par l'autorité compétente.
- (6) Pour le calcul des autres joints de dilatation, il convient d'appliquer la base de calcul donnée dans l'ENV 1991-1, en utilisant les recommandations données dans la présente annexe E.
- (7) Il convient d'effectuer le calcul des structures des joints de dilatation de telle sorte que les exigences concernant la sécurité de la structure, l'aptitude au service et la durabilité soient satisfaites.
- (8) Il convient que la durée de vie de calcul prévue des joints de dilatation soit d'au moins 40 ans.

E.2 Mouvements extrêmes des joints

- (1) Il convient de déterminer les mouvements extrêmes des joints par rapport à une température moyenne de $+ 10\text{ °C}$ et à la forme prise par le pont sous l'effet de ses charges permanentes résultant du poids propre, des méthodes de montage et de la précontrainte appliquée après montage, sans aucune action variable.
- (2) Il convient de prendre les valeurs caractéristiques des températures maximales et minimales dans l'ENV 1991-2.5.
- (3) La température limite en cours de montage peut être augmentée de 15 K , sous réserve que les appareils d'appui ainsi que les joints de dilatation soient fixés après réalisation des assemblages définitifs sur les appuis fixes en prenant pour base la température du pont mesurée.
- (4) Si le point fixe est modifié en cours de montage, il convient de prendre en compte l'incertitude supplémentaire introduite en augmentant les limites de température de 15 K (10 K).
- (5) Les effets des déformations et des flèches du pont ainsi que des tassements des fondations devraient être déterminés à partir des valeurs de calcul des actions, en tenant compte de l'excentricité des joints par rapport aux axes neutres des éléments du pont.
- (6) Pour les ponts à structures mixtes et en béton, il convient de prendre également en compte le fluage et le retrait.

E.3 Conception et dimensionnement du joint de dilatation

E.3.1 Généralités

- (1) Il convient de calculer le joint de dilatation ainsi que la structure porteuse pour résister au poids propre associé aux charges de roues et d'essieux spécifiées dans l'ENV 1991-3.
- (2) Il convient d'accorder une attention particulière au calcul à la fatigue tant pour les éléments de structure du joint de dilatation que pour les assemblages du joint de dilatation sur le pont et les culées, en utilisant le chargement de fatigue spécifié en E.3.3.

E.3.2 Aptitude au service

- (1) Il convient que la flèche différentielle entre le joint de dilatation et la structure porteuse provoquée par les déformations du joint de dilatation ne soit pas supérieure à 5 mm sous l'effet de la combinaison de charges caractéristique (rare), sauf spécification contraire dans le cahier des charges du projet.

E.3.3 Fatigue

- (1) Il convient de déterminer le chargement de fatigue vertical d'après les indications de la Figure E.1.
- (2) Il convient de considérer une charge horizontale égale à 20% de la charge verticale comme agissant simultanément dans le sens de la circulation.

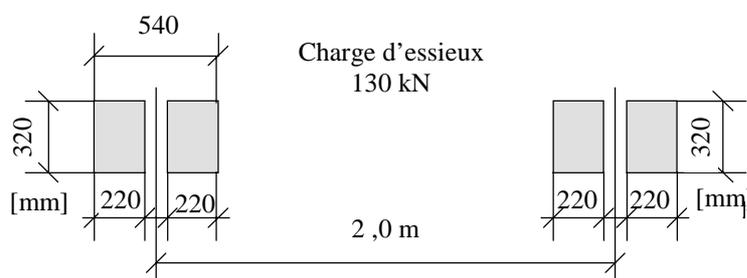


Figure E.1 — Chargement de fatigue vertical

- (3) Les vitesses d'essieux pour le calcul devraient couvrir la totalité de la plage allant de 30 km/h à 100 km/h.
- (4) Dans le cas de joints de dilatation de construction élastomère, les charges de roulement devraient être considérées comme agissant à 25 %, 50 %, et 25 % sur les segments adjacents.
- (5) Il convient de modéliser l'appui vertical comme rigide, et l'appui horizontal comme ressort élastique.
- (6) Il convient de déterminer l'étendue de contraintes d'amplitude constante équivalente $\Delta\sigma_{E,2}$ pour 2×10^6 cycles résultant des charges de circulation selon la Figure E.1 à partir de l'étendue de contraintes amplifiées $\Delta\sigma_{amp}$ ($= \Delta\sigma_{E,2}$) donnée par :

$$\Delta\sigma_{amp} = \phi_h \Delta\sigma_h + \phi_v \Delta\sigma_v$$

avec :

$$\phi_h = 2,4$$

$$\phi_v = 2,0$$

où :

$\Delta\sigma_h$ étendue de contraintes statiques dans le joint de dilatation provoquées par la charge horizontale ;

$\Delta\sigma_v$ étendue de contraintes statiques dans le joint de dilatation provoquées par la charge verticale ;

ϕ_h coefficient d'impact pour les forces horizontales ;

ϕ_v coefficient d'impact pour les forces verticales.

- (7) Il convient que l'étendue de contraintes d'amplitude constante équivalente $\Delta\sigma_{E,2}$ satisfasse le critère suivant :

$$\Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

où :

$$\gamma_{Mf} = \boxed{1,25}$$

- (8) La résistance à la fatigue $\Delta\sigma_c$ (voir chapitre 9 de l'ENV 1993-1-1) peut être déterminée par des essais.
- (9) Les assemblages boulonnés comportant des boulons travaillant en cisaillement devraient être précontraints pour éviter les renversements de charges provoqués par le martèlement dans les trous à jeu.
- (10) Il convient que les assemblages boulonnés comportant des boulons travaillant en traction soient précontraints et que les dispositions constructives garantissent avec une fiabilité suffisante que l'étendue de contraintes $\Delta\sigma_D$ s'exerçant dans les boulons sous l'effet de la combinaison de charges fréquente soit limitée à $\boxed{26 \text{ N/mm}^2}$.

E.4 Détails de construction

- (1) Il convient que les joints de dilatation soient exempts d'éléments non fixés pouvant donner lieu à un martèlement et à une émission de bruits.
- (2) Il convient que la structure soit composée de modules pouvant être remplacés tout en permettant le maintien d'une circulation réduite.
- (3) Il convient d'équiper tous les joints de dilatation (y compris ceux classés comme étanches) de systèmes d'évacuation des eaux protégeant la surface de la structure du pont ainsi que ses culées de la corrosion.
- (4) Il convient que les joints de dilatation soient accessibles par le dessous pour le contrôle et l'entretien.
- (5) Il convient que la conception permette de garantir que le joint de dilatation, ainsi que sa structure porteuse, ne sont pas exposés à des détériorations disproportionnées par rapport à la cause originelle, à la suite d'événements tels que la présence d'obstacles sur la chaussée.

Annexe F (informative)

Vérification des éléments élancés de ponts vis-à-vis de la fatigue résultant des vibrations induites par le vent

F.1 Objet

- (1) La présente annexe traite uniquement des vibrations induites par les tourbillons. Les vibrations provoquées par la pluie et le vent ne sont pas couvertes.
- (2) Pour des indications concernant le galop ou le flottement, voir l'ENV 1991-2-4.

F.2 Définition des éléments élancés

- (1) Les éléments structuraux sont définis comme élancés lorsque $\ell / b \geq 10$.

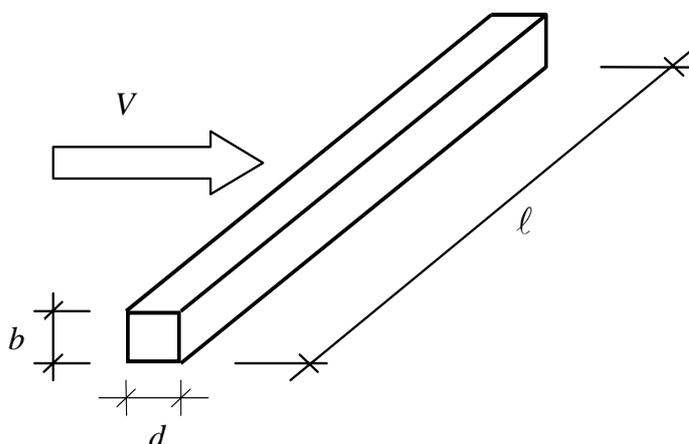
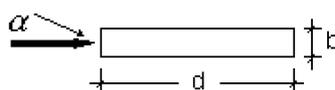
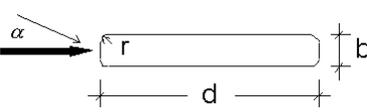
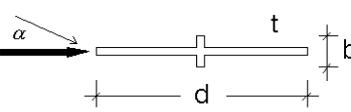
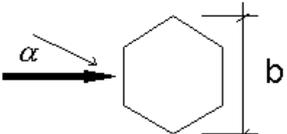
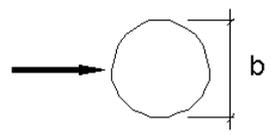
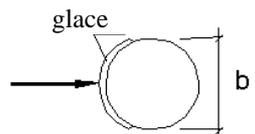
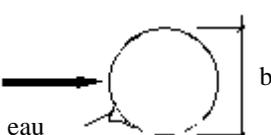


Figure F.1 — Définition des dimensions ℓ et b pour les éléments élancés

F.3 Types de profils considérés et risques encourus

- (1) Les formes de profils des éléments structuraux sont donnés dans le Tableau F.1.

Tableau F.1 — Formes de profils considérés dans l'annexe F

N°	Forme de profil	Données géométriques	Dangers potentiels
1		d/b	Pour $d/b < 3,5$ galop de flexion Pour $d/b > 3,0$ galop de torsion
2		$d/b ; r/b$	idem 1
3		$d/b ; t/d$	Pour $d/b \leq 2$ vibrations dues aux tourbillons galop de flexion et de torsion
4		d/b	vibrations dues aux tourbillons sans instabilité par galop
5		b	vibrations dues aux tourbillons sans instabilité par galop
6		b	vibrations dues aux tourbillons avec instabilité par galop
7		b	vibrations dues aux tourbillons avec instabilité par galop

N° 1 A $0,5 \text{ mm} < d/b < 10$ tourbillons alternés. Voir aussi ENV 1991-2-4, articles C5 et C1.

F.4 Étendues de contraintes résultant des vibrations transversales dues au vent

F.4.1 Modélisation de l'élément de structure

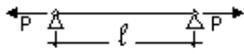
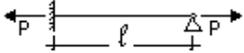
(1) Il convient de modéliser l'élément de structure à vérifier pour les vibrations induites par le vent de telle sorte que les étendues de contraintes exercées aux emplacements où la fatigue peut se produire puissent être déterminées avec une fiabilité suffisante.

(2) Lors de la modélisation, l'élément de structure peut être isolé de la structure du pont si les maintiens réalisés par la structure du pont sont modélisés par des ressorts appropriés.

F.4.2 Analyse modale de l'élément de structure

- (1) Il convient de déterminer la fréquence propre n ainsi que la déformée modale Φ pour le système structural défini pour l'élément de structure élancé, en tenant compte de l'effort normal exercé dans cet élément.
- (2) Le Tableau F.2 donne quelques formules.

Tableau F.2 — Calcul des fréquences propres pour la flexion et la torsion

N°	Système structural	$n_{i,y}$	$n_{i,T}$	$i ; a_i^2$
1		$\sqrt{1 + \frac{1}{I^2} \frac{P}{P_{crit}}} \frac{a_i^2}{2\pi \ell^2} \sqrt{\frac{EI}{m_1}}$	$\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4GI_T}{\ell \theta_{gen}}}$	1 ; 9,869
2				1 ; 15,418
				2 ; 49,965

avec :

- $n_{i,y}$ fréquence propre pour la flexion, mode i ;
 - $n_{i,T}$ fréquence propre pour la torsion, mode i ;
 - i rang du mode propre ;
 - P effort normal ;
 - P_{crit} effort critique élastique ;
 - EI rigidité de flexion ;
 - GI_T rigidité de torsion ;
 - m_1 masse équivalente par unité de longueur
- (voir C4.4. de l'ENV 1991-2-4)
- m masse par unité de longueur ($m_1 = m$ si m est constante)
 - θ_{gen} moment d'inertie de torsion généralisé

(2) C Les masses sont à considérer pour l'ouvrage à vide.

- P est positif en compression ;
- P_{crit} est positif ;
- θ_{gen} est un moment polaire généralisé ($\sum m_j a_j^2$ où a_j est la déformée modale).

- (3) Pour les sections transversales rectangulaires, les valeurs suivantes peuvent être utilisées.

$$\theta_{gen} = \frac{4}{\pi^2} m_1 \ell \frac{(b^2 + d^2)}{12}$$

$$I_T = c_1 \frac{b}{d} d^4$$

où :

c_1 est donné dans le tableau F.3 et $m_1 = m = \text{const.}$

(3) I $I_T = c_1 \frac{d}{b} b^4$

Tableau F.3 — Coefficient c_1 pour différentes valeurs de b/d

d/b	1	1,5	2	3	4	6	8	10
c_1	0,141	0,190	0,229	0,263	0,281	0,298	0,307	0,312

Tableau F3 I La première ligne du tableau concerne d/b . b/d figure par erreur dans le texte de l'ENV.

F.4.3 Calcul des amplitudes de contraintes σ_{Fi} et du nombre de cycles de contraintes N

(1) Pour le calcul des amplitudes σ_{Fi} et du nombre de cycles de contraintes N, voir l'ENV 1991-2-4, annexe C.

(1) C Voir en particulier C.2.4 et C.2.9.

F.4.4 Étendue de contraintes résultante $\Delta\sigma_{wind}$

(1) En appliquant ces efforts à l'élément de structure, on peut obtenir les amplitudes de contraintes σ_{Fi} , ce qui donne :

$$\Delta\sigma_{wind} = 2 \sigma_{Fi}$$

F.5 Vérification à la fatigue

F.5 I L'article F.5. est invalidé suite aux simplifications introduites en F.6.

(1) Lorsque les plages de contraintes maximales $\Delta\sigma_{wind}$ satisfont

$$\Delta\sigma_{wind} \leq \Delta\sigma_L \text{ (limite de troncature)}$$

Les effets de fatigue du vent peuvent être négligés.

(2) Lorsque les plages de contraintes $\Delta\sigma_{wind}$ et les plages de contraintes $\Delta\sigma_{traffic}$ agissent ensemble au niveau du même détail, la règle suivante s'applique :

a) Pour les ponts ferroviaires pour lesquels à la fois :

$$\Delta\sigma_{traffic} \leq \Delta\sigma_D \text{ et}$$

$$\Delta\sigma_{wind} \leq \Delta\sigma_D$$

Les effets du vent peuvent être négligés, sinon un calcul du dommage est nécessaire.

b) pour les ponts routiers pour lesquels

$$\Delta\sigma_{traffic} + \Delta\sigma_{wind} \leq \Delta\sigma_D$$

Les effets du vent peuvent être négligés, sinon un calcul du dommage est nécessaire.

c) pour les ponts piétonniers pour lesquels

$$\Delta\sigma_{wind} \leq \Delta\sigma_D$$

Les effets du vent peuvent être négligés, sinon un calcul du dommage est nécessaire.

NOTE $\Delta\sigma_{wind}$ est considérée comme la valeur maximale d'un spectre d'amplitude constante. Pour les ponts piétonniers, la fatigue provoquée par les charges de trafic peut être négligée.

(3) La vérification du dommage est donnée en F.6.

F.6 Vérification vis-à-vis de la fatigue

F.6.1 Ponts piétonniers

(1) Pour les ponts piétonniers, la vérification à la fatigue peut être effectuée au moyen de :

$$\gamma_{Fwind} \Delta \sigma_{wind} \lambda_{wind} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mfwind}}$$

où :

$$\lambda_{wind} = 3 \sqrt[3]{\frac{N_{wind}}{2 \cdot 10^6}} \text{ pour } \Delta \sigma_{wind} > \Delta \sigma_D$$

(2) Les coefficients partiels peuvent être pris égaux aux valeurs suivantes :

$$\gamma_{Fwind} = 1,0$$

$$\gamma_{Mfwind} = 1,0$$

F.6.2 Ponts ferroviaires ou routiers

(1) Pour les ponts ferroviaires ou routiers, la vérification à la fatigue peut être effectuée au moyen de

$$D_{traffic} + D_{wind} + D_{traffic+wind} \leq 1$$

où :

$$D_{traffic} = \left(\frac{\gamma_{MF} \gamma_F \Delta \Delta_E}{\Delta \sigma_C} \right)^5$$

lorsque : $\Delta \sigma_D < \Delta \sigma_{wind}$

$$D_{wind} = \left(\frac{\gamma_{MFw} \gamma_{Fw} \Delta \sigma_{wind} \lambda_{wind}}{\Delta \sigma_C} \right)^3$$

$$\lambda_{wind} = 3 \sqrt[3]{\frac{N_{wind}}{2 \cdot 10^6}}$$

lorsque : $\Delta \sigma_D > \Delta \sigma_{wind} > \Delta > L$

$$D_{wind} = \left(\frac{\gamma_{MFw} \gamma_{Fw} \Delta \sigma_{wind} \lambda_{wind}}{\Delta \sigma_C} \right)^5$$

$$\lambda_{wind} = 3 \sqrt[3]{\frac{5}{2}} 3 \sqrt[3]{\frac{N_{wind}}{5 \cdot 10^6}}$$

$$D_{traffic+wind} = \left[\left(\frac{\gamma_{MF} \gamma_F \Delta \sigma_E + \gamma_{MFw} \gamma_{Fw} \Delta \sigma_{wind} \lambda_{3} \lambda_{wind}}{\Delta \sigma_C} \right)^5 - D_{traffic} \right] \frac{T_{wind}}{LT}$$

avec :

$$\lambda_{wind} = 3 \sqrt[3]{\frac{5}{2}} 5 \sqrt[3]{10 \frac{N_1}{N_0}}$$

F.6.2 A Par simplification, il est loisible de négliger le terme $D_{traffic+wind}$. Les coefficients γ_{Fw} et γ_{MFw} sont identiques à γ_{Fwind} et γ_{Mfwind} de F.6.1.(2).

Annexe G (informative)

Considérations particulières sur les dispositions constructives

G.1 Généralités

(1) Les paragraphes suivants donnent des recommandations concernant les dispositions constructives.

G.2 Ponts autoroutiers

G.2.1 Platelage

G.2.1.1 Critères de rigidité et de résistance

(1) Afin d'éviter la fissuration par fatigue du platelage et la fissuration du revêtement d'asphalte, il convient que l'épaisseur de la tôle de platelage respecte les limites suivantes :

a) pour la chaussée :

$t_{\min} \geq 12 \text{ mm}$ pour un revêtement d'asphalte $\geq 70 \text{ mm}$;

$t_{\min} \geq 14 \text{ mm}$ pour un revêtement d'asphalte $< 70 \text{ mm}$ mais $\geq 40 \text{ mm}$

L'épaisseur des revêtements d'asphalte ne devrait normalement pas être inférieure à 40 mm.

(1) C Le terme de chaussée est défini dans l'ENV 1991-3 DAN.

Des épaisseurs inférieures à 40 mm peuvent être utilisées dans certains cas particuliers, en fonction des zones d'utilisation.

(1) A Sous les voies lentes des ponts de classe 1 ou 2 (selon l'ENV1991-3 DAN), $t_{\min} \geq 14 \text{ mm}$.

La voie lente doit être définie préalablement et doit tenir compte des utilisations présentes et futures.

b) pour les autres zones de la tôle :

$$t \geq 10 \text{ mm}$$

(1) b) I $t \geq 8 \text{ mm}$

(1) C On attire l'attention sur le risque de circulation de véhicules sur ces zones.

(2) Il convient que l'espacement des appuis de la tôle sur des raidisseurs en plats ou en augets soit le suivant :

a) pour la chaussée :

$$e \leq 300 \text{ mm} \quad \text{et} \quad e/t \geq 25, \text{ Figure G.1}$$

b) pour les autres zones de platelage :

$$e \leq 400 \text{ mm} \quad \text{pour} \quad t = 10 \text{ mm} \quad \text{et} \quad e/t \leq 40$$

NOTE Pour les ponts provisoires, l'épaisseur de tôle t peut être inférieure à celle indiquée en (1), cependant il convient que le rapport $e/t \leq 25$ soit respecté.

(2) I Les valeurs limites de e/t sont invalidées, y compris pour les ponts provisoires.

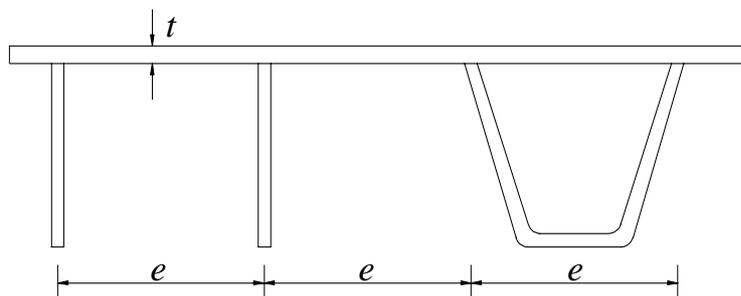


Figure G.1 — Espacement des raidisseurs des platages

- (3) Pour les ponts permanents, les raidisseurs ne seront disposés transversalement aux voies de circulation, qu'avec l'accord de l'autorité compétente.
- (4) Il convient que les raidisseurs satisfassent l'exigence de rigidité minimale spécifiée dans le chapitre 4.8.
- (5) Lorsque les recommandations mentionnées dans les alinéas (1), (2), (3) et (4) sont satisfaites, il est inutile de vérifier les moments fléchissants dans la tôle de platage.

G.2.1.2 Assemblages bout à bout

- (1) Assemblages bout à bout transversaux (dont les soudures sont perpendiculaires à la voie de circulation, voir Figure G.2). Soudure avec préparation en X, ou avec préparation en V et reprise envers, ou avec préparation en V avec support envers en céramique — contrôle 100 % des parties tendues.

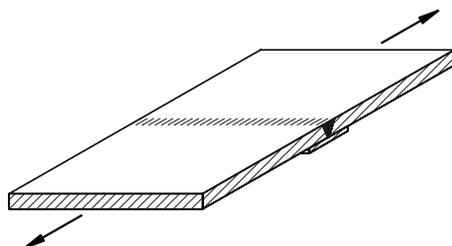


Figure G.2 — Assemblage bout à bout transversal avec support envers

- (2) Assemblages bout à bout longitudinaux (dont les soudures sont parallèles à la voie de circulation, voir Figure G.3). Procédés similaires aux assemblages bout à bout transversaux ou soudure en V simple avec support envers en acier, avec les exigences suivantes :

- soudure de pointage refondue dans la soudure finale ;
- soin particulier à apporter à la protection anticorrosion ;
- exigences de contrôle normales.

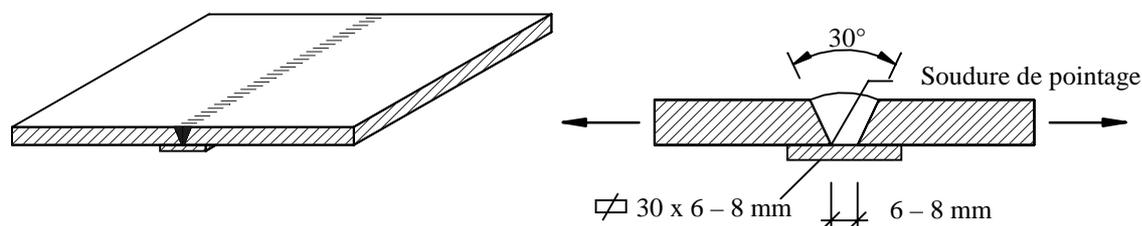


Figure G.3 — Assemblage bout à bout longitudinal avec support envers

G.2.2 Raidisseurs

G.2.2.1 Épaisseur minimale requise

- (1) Il convient que les raidisseurs faits de profils creux de type en V, trapézoïdaux ou ronds, aient une épaisseur de paroi minimale $t \geq 6 \text{ mm}$. Il convient que le rayon de formage à froid soit $R/t \geq 4$.
- (2) Pour les raidisseurs en profils ouverts, il convient que l'épaisseur de paroi soit $t \geq 10 \text{ mm}$.

G.2.2.2 Assemblage des raidisseurs sur la tôle

- (1) Jeu entre raidisseur et la tôle avant soudage 2 mm .
- (2) Épaisseur de gorge de soudure : \geq épaisseur du raidisseur.
- (3) Pénétration de la soudure : voir Figure G.4.
- (4) Mode opératoire de soudage / contrôle :
 - Pour soudage automatique :
 - Exigences de contrôle normales.

(4) C À défaut d'une préparation, la soudure doit faire l'objet d'une qualification du mode opératoire justifiant la pénétration.

- Pour soudage manuel :
 - Contrôle à 100 % pour confirmer la pénétration et l'épaisseur de gorge.
- Pour soudage manuel « au plafond » :
 - Préparation des bords à souder obligatoire sur la longueur totale de la soudure, et contrôle à 50 % exigé.
 - Soin particulier à apporter aux points de départ et d'arrêt (meulage)
 - Aucun caniveau autorisé.

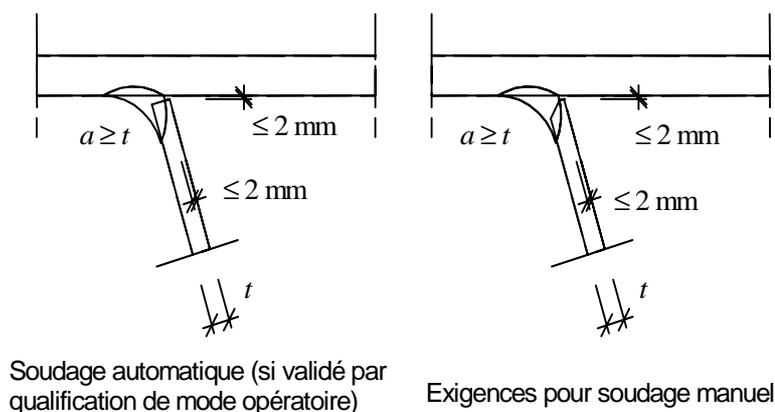


Figure G.4 — Préparation des bords à souder et pénétration de la soudure

G.2.2.3 Assemblages entre raidisseurs

G.2.2.3 C Ces dispositions de G.2.2.3 sont données à titre purement indicatif, et sont pour certaines traitées dans le fascicule 66 du CCTG.

- (1) Longueur de l'assemblage : ≥ 200 mm, voir Figure G.5.

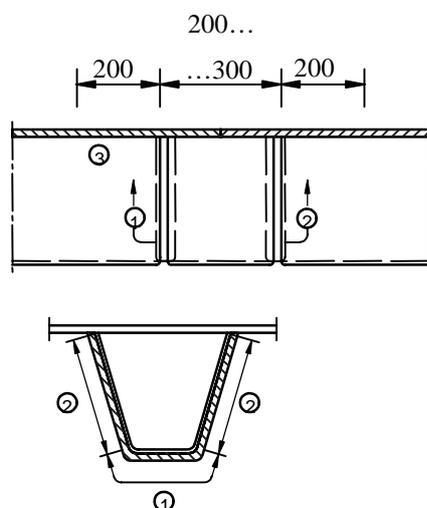


Figure G.5 — Assemblage entre raidisseurs avec coquille

- (2) Longueur de soudure ② d'assemblage du raidisseur, voir Figure G.5 : 100 — 200 mm.
 (3) Jeu à la racine entre coquille et raidisseur : 6 mm, voir Figure G.6.

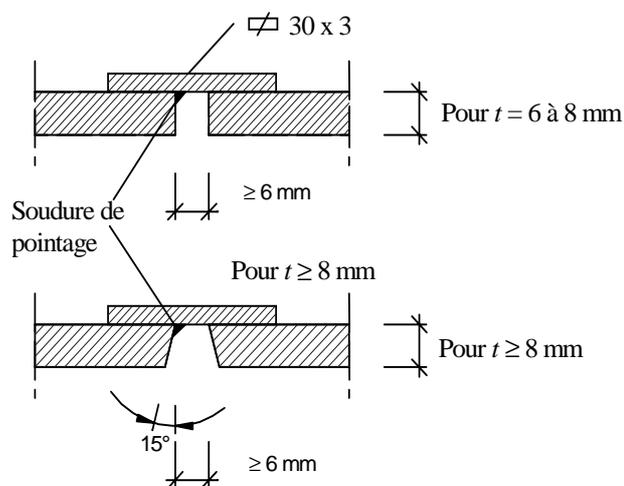


Figure G.6 — Jeux minimaux à la racine entre coquilles et raidisseurs

- (4) Support envers :
 — épaisseur 3 mm, largeur ≥ 30 mm ;

(4) A Il convient que l'épaisseur soit ≥ 3 mm.

- jeu entre la latte et le raidisseur ≤ 1 mm ;
 — défaut d'alignement entre raidisseur et coquille ≤ 1 mm.

(4) A Le défaut d'alignement entre le raidisseur et la coquille ≤ 2 mm.

(4) A Le matériau des supports envers doit être de qualité au moins égale à celle des poutres assemblées.

- (5) Soudure de pointage :
- située au sein de la soudure bout à bout, répartie sur la totalité de la longueur de cette soudure ;
 - même qualité que la soudure bout à bout.
- (6) Procédé de soudage / contrôle :
- Soudage à l'arc métallique manuel autorisé avec un contrôle à 100 % ;
 - Soudage MIG / MAG de préférence avec contrôle à 50 %.
- (7) Mode opératoire de soudage :
- 1) Première soudure entre raidisseur et coquille ;
 - 2) Seconde soudure entre raidisseur et coquille ;
 - 3) Soudure sur platelage, voir G.2.2.2 (nécessité de consulter le constructeur).
- Des exigences particulières doivent être formulées pour des passes tirées multiples, sans utilisation de passes balayées.
 - Soins particuliers à apporter aux points de départ et d'arrêt (meulage).
- (8) Exigences générales :
- tolérances pour ajustage : 1 mm ;
 - soudures latérales : contrôle à 50 %.

G.2.2.4 Assemblage de raidisseurs sur pièces de pont

G.2.2.4.1 Assemblages à lunules

- (1) Il convient que les raidisseurs soient continus, en passant par des découpes pratiquées dans les âmes des pièces de pont.
- (2) La lunule doit être pratiquée autour de la sous-face du raidisseur, mais les trous pratiqués à proximité de la tôle ne sont pas autorisés.
- (3) Il convient que les lunules possèdent les dimensions recommandées suivantes :
- Raidisseur en V :
 - Rayon continu (75 mm) de centre identique à celui de la sous-face du raidisseur.
 - Raidisseur trapézoïdal :
 - Pour la dimension minimale de la lunule, voir ISO 12944-3 et Figure G.7.

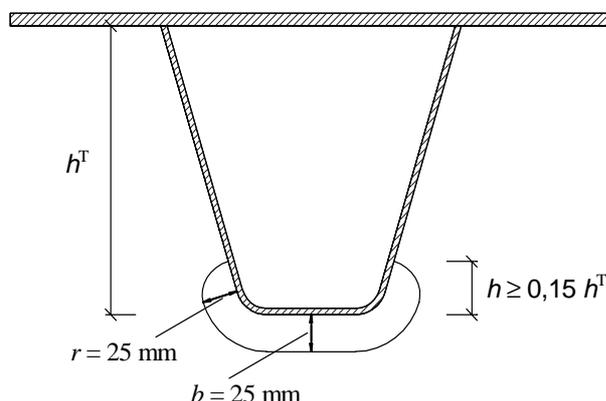


Figure G.7 — Lunules au niveau d'un assemblage de raidisseur sur pièce de pont

(3) C Ces dispositions constructives sont données à titre indicatif.

— Fond d'auget cylindrique (rayon de base 100 mm) :

- Rayon de 35 mm sur chaque côté, centré sur l'extrémité inférieure de la partie rectiligne de l'âme du raidisseur. Rayon d'assemblage de 140 mm de centre identique à celui de la sous-face du raidisseur.

(4) Les exigences suivantes s'appliquent :

- veiller particulièrement à façonner un bord lisse sur les lunules ;
- toute entaille éventuelle doit être lissée par meulage ;
- retour des soudures autour des bords des lunules dans l'âme ;
- épaisseurs de gorge des soudures ≥ 50 % de l'épaisseur de paroi du diaphragme.

(4) A Il convient de réaliser des épaisseurs de gorge des soudures ≥ 50 % de l'épaisseur de l'auget et non de la paroi du diaphragme.

— Aucun caniveau autorisé.

NOTE Le respect des exigences ci-dessus devrait empêcher l'apparition de fissurations de fatigue dans les soudures dues au cisaillement et au bridage vis-à-vis des déformations du raidisseur.

(5) Le respect des recommandations ci-dessus ainsi que les justifications ELU et ELS des raidisseurs permettent d'éviter la formation de fissures de fatigue dans l'âme du raidisseur (verticalement au pied du cordon).

G.2.2.4.2 *Assemblages sans lunules*

(1) Il convient que les raidisseurs soient continus, en passant par des découpes pratiquées dans les âmes des pièces de pont.

(2) Le meilleur comportement à la fatigue est obtenu lorsque :

- des raidisseurs trapézoïdaux ; ou
- des raidisseurs ronds ;

sont utilisés sans lunules dans la partie inférieure des raidisseurs (soudures périphériques).

(3) Le jeu maximal entre l'âme et le raidisseur est de 3 mm et l'épaisseur de gorge minimale est égale à 50 % de l'épaisseur de l'âme de la pièce de pont.

G.2.2.4.3 *Raidisseurs courts disposés entre les pièces de pont*

(1) Dans des cas exceptionnels, par exemple dans le cas de tabliers de faible épaisseur destinés à un trafic léger, des raidisseurs courts disposés entre les pièces de pont peuvent être utilisés lorsque les exigences suivantes sont satisfaites :

- espacement des pièces de pont $\leq 2,75$ m ;
- les soudures d'assemblage des raidisseurs sur les pièces de pont doivent être des soudures à pleine pénétration avec préparation de l'extrémité du raidisseur, voir Figure G.8 ;
- il convient de définir la séquence d'assemblage et de soudage avec l'avis du constructeur en vue d'empêcher les effets d'un retrait excessif ;
- contrôle à 100 % exigé pour les soudures des raidisseurs sur les pièces de pont.

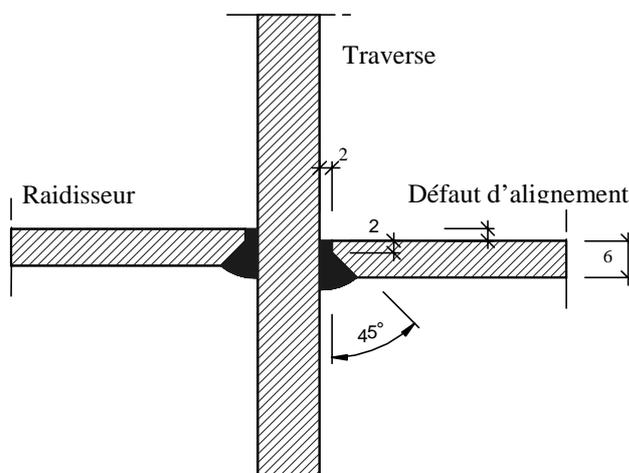


Figure G.8 — Tolérances pour les soudures de raidisseurs sur les pièces de pont

G.2.3 Pièces de pont

G.2.3.1 Critères de rigidité et de résistance

(1) Dans le cas de raidisseurs continus avec découpes, il convient que les pièces de pont soient calculées pour l'effet Vierendeel provoquée par les découpes, voir Figure G.9. Il convient de prendre en compte les effets de concentration des contraintes.

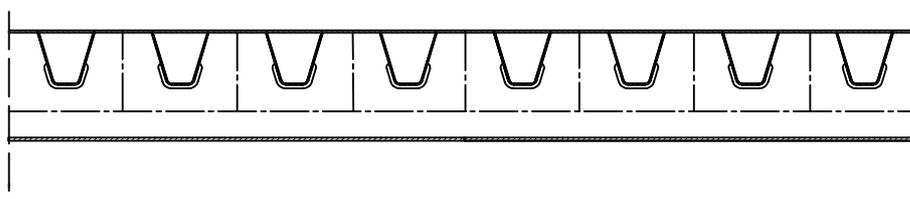


Figure G.9 — Modélisation des effets Vierendeel

(2) Afin d'éviter l'apparition de fissurations par fatigue au niveau des découpes, il convient de satisfaire les recommandations suivantes:

- l'exigence de limitation des contraintes à la limite élastique à l'état limite ultime dans les sections critiques A-A et B-B, Figure G.10 ;
- la détermination d'une épaisseur optimale pour l'âme en combinant du comportement dans le plan et hors du plan ;
- la conception des détails constructifs des découpes devrait être comme indiquée dans l'annexe G.

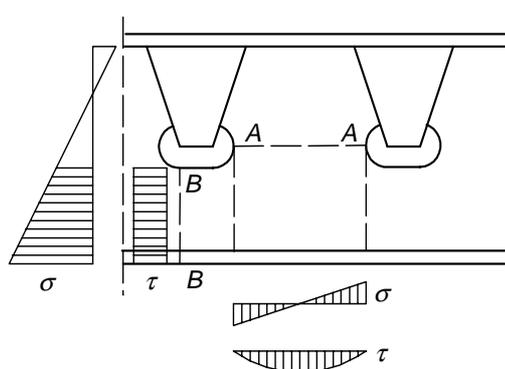


Figure G.10 — Hypothèses pour les répartitions des contraintes

(3) Dans le cas de raidisseurs continus sans lunules, la résistance des sections critiques A-A et B-B (Figure G.10) peut être déterminée en utilisant une largeur efficace de l'âme du raidisseur $b_{\text{eff}} = 5 t$.

G.2.3.2 Assemblage des pièces de pont sur le platelage

(1) Jeu avant soudure ≤ 1 mm.

(2) Double cordon d'angle continu : $0,5 \times$ épaisseur d'âme de la pièce de pont t .

(2) I Les dimensions du cordon de soudure doivent être justifiées.

G.2.3.3 Assemblage des ossatures transversales

(1) L'assemblage entre la pièce de pont et les raidisseurs verticaux de l'âme, faisant partie du cadre transversal, doit être calculé pour les moments d'encastrement. La conception anti-fatigue indiquée sur la Figure G.11 doit être appliquée.

(2) Si les semelles inférieures de la pièce de pont et de la poutre principale sont au même niveau, le rayon de congé pour les bords devrait être $R \geq 8$ mm, voir Figure G.12.

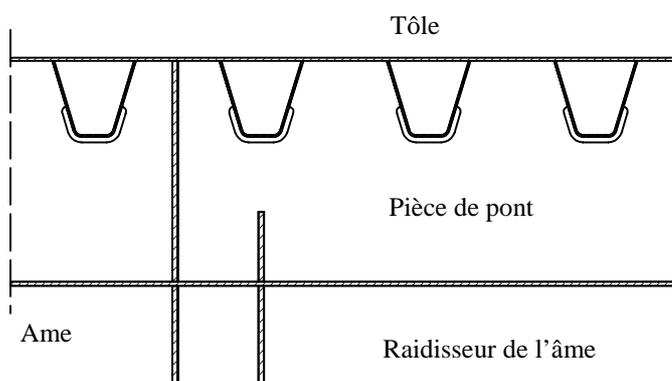


Figure G.11 — Assemblage d'une pièce de pont sur un raidisseur vertical de l'âme

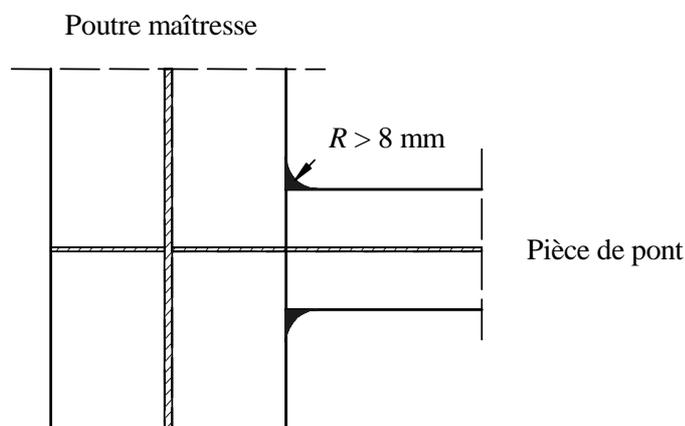


Figure G.12 — Rayon de congé minimal au niveau de l'assemblage des semelles des pièces de pont et des poutres principales

G.3 Ponts ferroviaires

G.3.1 Généralités

(1) Outre les règles concernant les ponts routiers (chapitre G.2) les règles données dans les paragraphes suivants sont également applicables pour les ponts ferroviaires.

(1) A Il est rappelé que la présente annexe G présente un caractère informatif. D'autres dispositions validées par l'expérience peuvent être acceptées.

G.3.2 Tôle de platelage

(1) Il convient que l'épaisseur de la tôle de platelage soit limitée aux valeurs suivantes :

$$t_{\min} \geq 14 \text{ mm}$$

et

$$t_{\min} > e / 40$$

où e représente la distance maximale entre les raidisseurs.

G.3.3 Raidisseurs

(1) Les raidisseurs non continus sont autorisés ; cependant, ils présentent une faible classification à la fatigue.

(1) I Cette dérogation n'est pas autorisée.

(2) Dans les assemblages à lunules, des découpes circulaires ou en forme de pomme sont recommandées pour les ponts ferroviaires (Figure G.13a à d). Il convient que leurs rayons soient compris entre 40 mm et 50 mm.

(3) Dans le cas de raidisseurs trapézoïdaux avec des découpes dans l'âme des pièces de pont, il convient, pour ces découpes, de satisfaire les exigences de la Figure G.14.

(4) Dans le cas où la soudure n'est pas préparée de la façon indiquée sur la Figure G.14, il convient d'assurer une pénétration suffisante de la soudure par d'autres moyens.

(5) Pour la géométrie des raidisseurs trapézoïdaux, il convient de satisfaire les exigences de la Figure G.15.

(6) Il convient que les assemblages entre raidisseurs soient réalisés à un emplacement situé entre $0,15 e_{QT}$ et $0,25 e_{QT}$ à partir d'une pièce de pont.

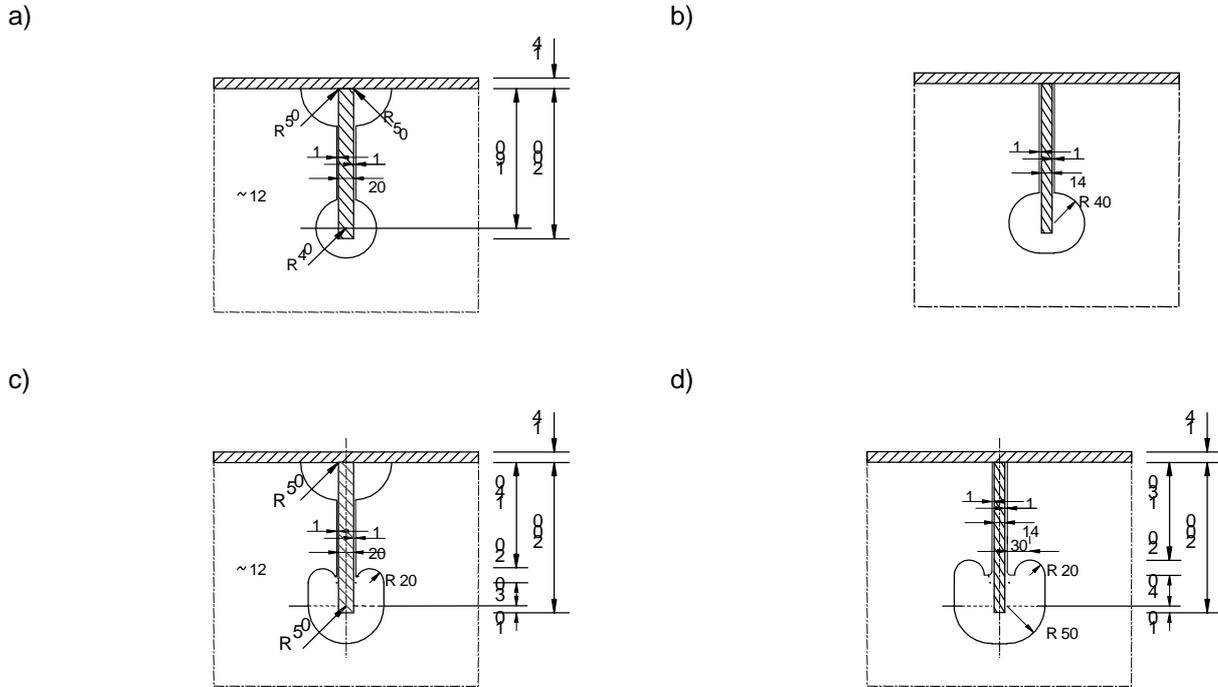


Figure G.13 — Exemples de lunules au niveau des assemblages de raidisseurs sur les pièces de pont

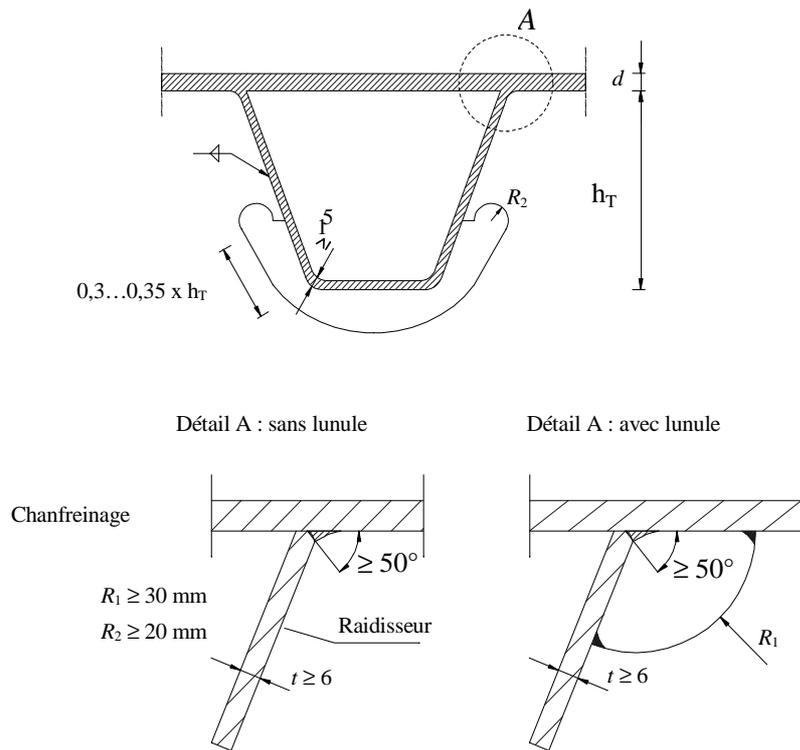
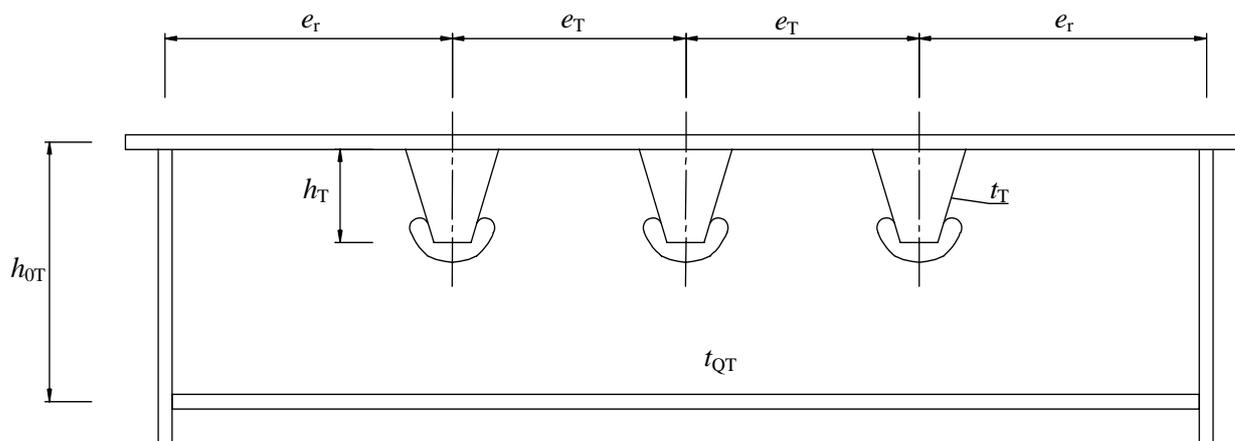


Figure G.14 — Détails d'assemblages de raidisseurs sur des pièces de pont

G.3.4 Pièces de pont

(1) Il convient que la géométrie des pièces de pont pour les ponts à voie unique satisfasse les exigences de la Figure G.15.



Exigences pour la géométrie des pièces de pont et des raidisseurs :

$$600 \text{ mm} \leq e_T \leq 900 \text{ mm}$$

$$e_R \geq e_T$$

$$2\,500 \text{ mm} \leq e_{QT} \leq 3\,500 \text{ mm}$$

$$h_T / h_{QT} < 0,4$$

$$6 \text{ mm} \leq t_T \leq 10 \text{ mm}$$

$$16 \text{ mm} \leq t_{QT} \leq 20 \text{ mm}$$

(1) A e_{QT} est l'espacement des pièces de pont.

Figure G.15 — Recommandations de géométrie pour les ponts à voie unique

Annexe H (informative)

Longueurs de flambement des éléments de ponts

H.1 Généralités

(1) La présente annexe donne des coefficients de longueur de flambement β qui peuvent être utilisés pour le calcul des éléments comprimés des ponts dans l'expression :

$$l_K = \beta L$$

H.2 Treillis

H.2.1 Éléments verticaux et diagonaux avec des extrémités fixes

(1) Sauf si l'on utilise une vérification plus précise en ce qui concerne les rigidités relatives et la nature des assemblages, alors :

- pour le flambement dans le plan : $\beta = 0,9$;
- pour le flambement hors du plan : $\beta = 1,0$.

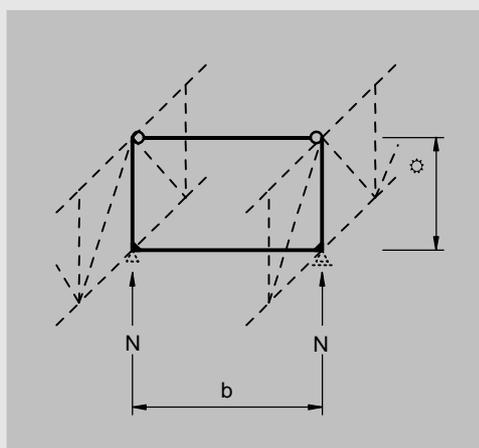
Annexe H I L'annexe H est invalidée à partir du paragraphe H.2.2 pour des raisons éditoriales, de lisibilité et de compréhension. Ces renseignements peuvent être obtenus dans la littérature technique.

NOTE En conséquence, l'exactitude des formules invalidées n'a pas été vérifiée.

H.2.2 Éléments verticaux faisant partie d'une ossature, voir figure H.1a ou H.1b

(1) Le coefficient de longueur de flambement β peut être tiré du tableau H.1.

a)



b)

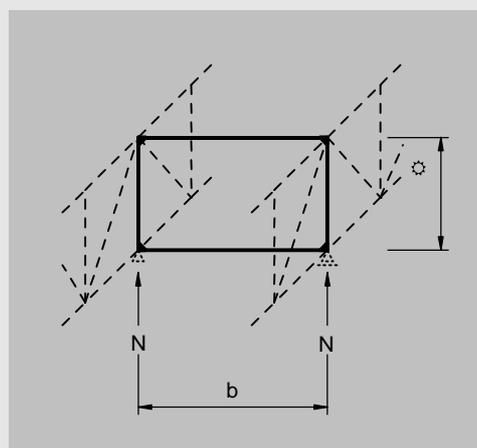


Figure H.1 — Éléments verticaux faisant partie d'une ossature

Tableau H.1 — Coefficients de longueur de flambement β

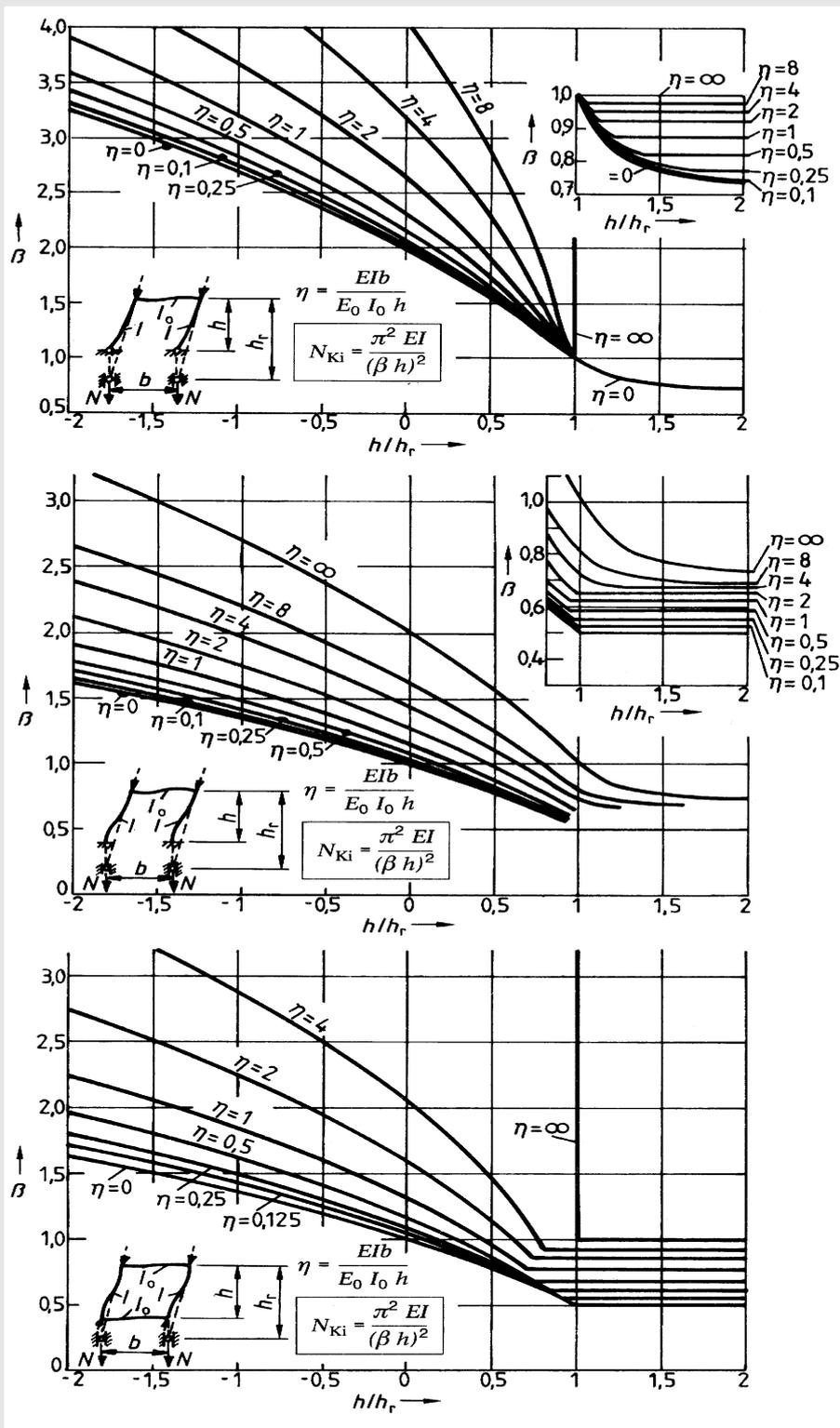


Tableau H.2 — Longueurs de flambement

	1	2	3
1		$\beta = \frac{\sqrt{1 - \frac{3Zl}{4Nl_1}}}{\sqrt{1 + \frac{l_1^3}{l^3}}}$ mais $\beta \geq 0,5$	
2		$\beta = \frac{\sqrt{1 + \frac{N_1 l}{N l_1}}}{\sqrt{1 + \frac{l_1^3}{l^3}}}$ mais $\beta \geq 0,5$	$\beta_1 = \frac{\sqrt{1 + \frac{N l_1}{N_1 l}}}{\sqrt{1 + \frac{l_1^3}{l^3}}}$ mais $\beta_1 \geq 0,5$
3		élément comprimé continu $\beta = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 N_1 l}{12 N l_1}}$	élément comprimé articulé $\beta_1 = 0,5$ lorsque $(EI)_d \geq \left(\frac{\pi^2}{12} + \frac{N l_1}{N_1 l} \right)$
4		$\beta = 1 - 0,75 \sqrt{\frac{Zl}{N l_1}}$ mais $\beta \geq 0,5$	
5		$\beta = 0,5$ lorsque $\frac{N l_1}{Z l} \leq 1$ ou lorsque $(E l_1)_d \geq \frac{3 Z l^{2,1}}{4 \pi^2} \left(\frac{N l_1}{Z l} - 1 \right)$	
6		$\beta = \left(0,75 - 0,25 \left \frac{Z}{N} \right \right)$ mais $\beta \geq 0,5$	$\beta_1 = \left(0,75 + 0,25 \left \frac{N_1}{N} \right \right)$ $N_1 < N$

H.2.3 Flambement hors du plan des diagonales

- (1) Les longueurs de flambement de diagonales de treillis peuvent être tirées du tableau H.2.
- (2) Pour réaliser la continuité des diagonales comme indiqué dans le tableau H.2, il convient que les assemblages soient efficaces pour la rigidité et la résistance en flexion.
- (3) Pour les diagonales pourvues d'un appui élastique à mi-portée, voir Figure H.2 :

$$\beta = \sqrt{1 - \frac{3 C_d L}{16 N}}$$

où :

L longueur d'épure ;

N maximum des deux valeurs N_1 ou N_2 ;

C_d rigidité du support latéral, mais $C_d \leq \frac{4N}{\ell}$.

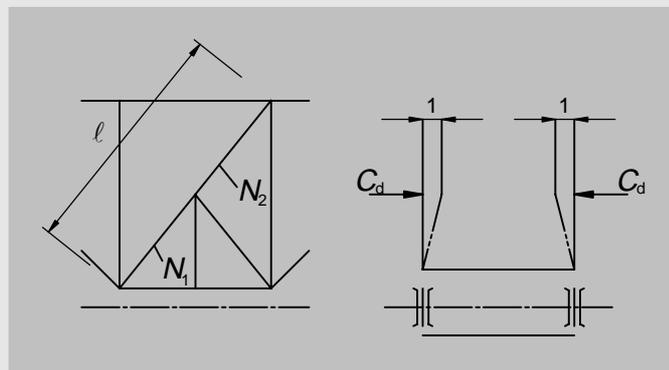
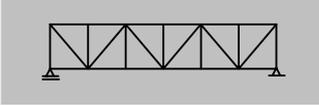
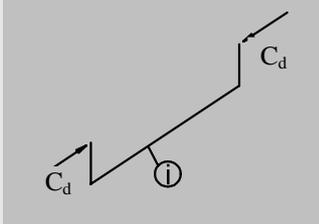
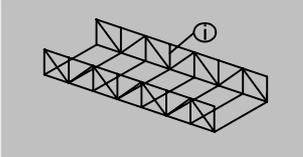
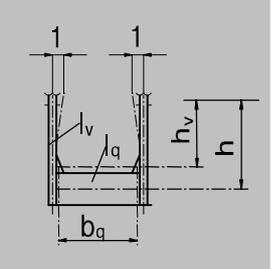
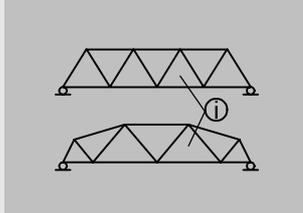
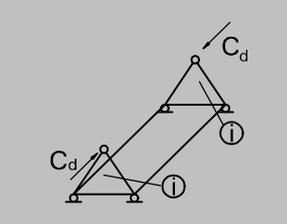
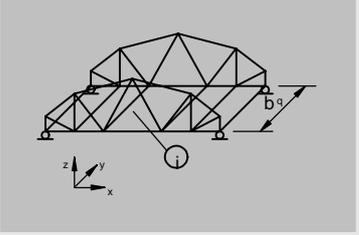
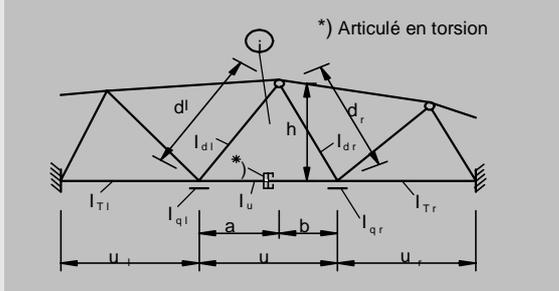


Figure H.2 — Diagonale avec un appui élastique à mi-portée

H.2.4 Membres comprimés de tabliers à section ouverte

- (1) Les membrures comprimées peuvent être modélisées comme des éléments comprimés pourvus d'appuis latéraux.
- (2) La rigidité des appuis latéraux peut être déterminée selon les indications du tableau H.3.

Tableau H.3 — Rigidités latérales C_d pour les treillis sans montant

	1	2
1	 <p>Exemple de ponts à treillis avec montants</p>	
1a	 <p>Modélisation</p>	 $C_d = \frac{(EI_v)_d}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_q I_v}{2I_q}}$
2	 <p>Exemple de ponts à treillis sans montant</p>	 <p>2 ossatures en U dans les ponts à treillis sans montant</p>
2a	 <p>Modélisation</p>	 <p>*) Articulé en torsion</p> <p>Modélisation : membrure inférieure de l'ossature en U avec rigidité de flexion I_l uniquement. Membres inférieures adjacentes avec rigidité de torsion I_T.</p>
2b	<p>Rigidité de ressort : $C_d = \frac{A + B - 2D}{AB - D^2} (EI_u)_d$</p>	
2c	$A = \frac{h^2 I_u}{n_\ell} + \frac{d_l^3 I_u}{3I_{dl}} + \frac{a^2 u}{3}$ $B = \frac{h^2 I_u}{n_r} + \frac{d_r^3 I_u}{3I_{dr}} + \frac{b^2 u}{3}$ $D = \frac{1}{6} abu$	$n_\ell = \frac{2}{b_q} I_{ql} + \frac{GI_{Tl} \ell}{E_{ul}}$ $n_r = \frac{2}{b_q} I_{qr} + \frac{GI_{Tr}}{E_{ur}}$
	<p>La longueur d_ℓ, d_r, a, b, u et b_q peut être réduite en cas d'extrémités rigides. u_ℓ et u_r peut être réduite en cas d'extrémités rigides en torsion. $EI_{d\ell}$, EI_{dr}, EI_u = rigidité de flexion des diagonales et des membrures inférieures pour la flexion hors du plan $EI_{q\ell}$, EI_{qr} = rigidité de flexion de la traverse $GI_{T\ell}$, GI_{Tr} = rigidité de torsion de St Venant des membrures adjacentes</p>	

H.3 Ponts en arc

H.3.1 Généralités

(1) Les paragraphes ci-dessous donnent des coefficients de longueur de flambement β pour le flambement dans le plan et hors du plan des arcs.

(2) L'effort de flambement critique N_{cr} exercé dans l'arc pour le flambement dans le plan s'exprime par :

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EI_y$$

où :

N_{cr} se rapporte aux efforts s'exerçant au niveau des appuis ;

s demi-longueur de l'arc ;

EI_y rigidité de flexion dans le plan de l'arc ;

β coefficient de longueur de flambement.

(3) L'effort de flambement critique exercé dans les arcs autoporteurs pour le flambement hors du plan s'exprime par :

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta \ell} \right)^2 EI_z$$

où :

N_{cr} se rapporte aux efforts s'exerçant au niveau des appuis ;

ℓ longueur projetée de l'arc ;

EI_z rigidité de flexion hors du plan de l'arc ;

β coefficient de longueur de flambement.

(4) Le flambement hors du plan des arcs comprenant des contreventements et des portiques peut être vérifié par l'analyse de stabilité des portiques d'extrémité.

H.3.2 Coefficients de flambement dans le plan pour les arcs

(1) Pour les arcs sur appuis fixes, les coefficients de flambement β sont donnés dans le tableau H.4.

(2) Pour les arcs comportant des suspentes et un tirant, les coefficients de flambement β sont donnés dans la Figure H.4.

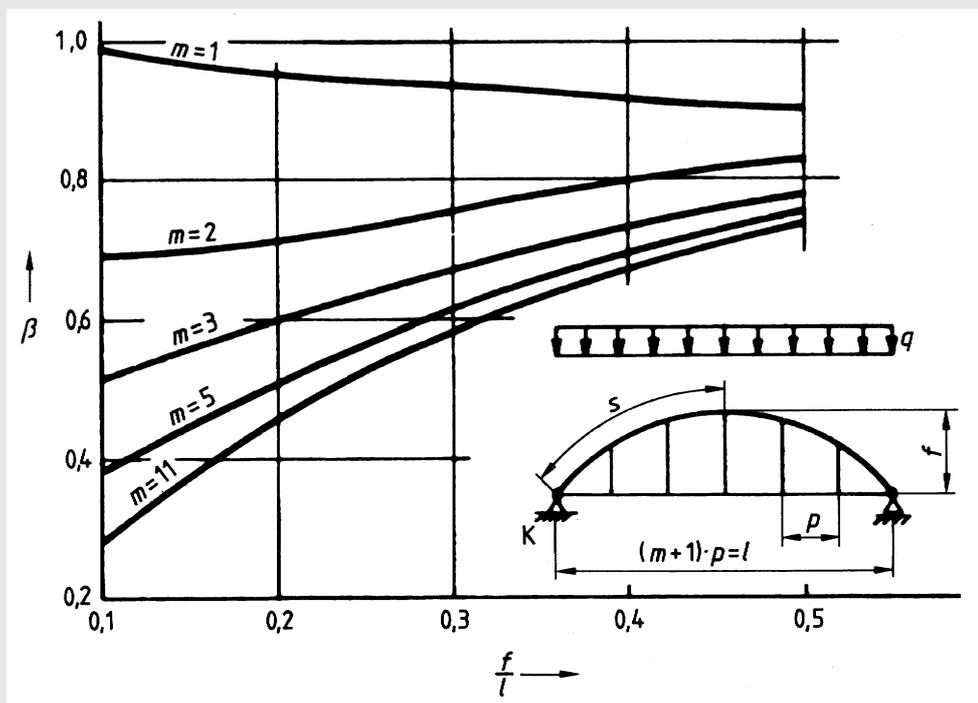


Figure H.4 — Coefficient de flambement β

(3) On peut considérer que la rupture des arcs est empêchée si le critère suivant est satisfait :

$$l \cdot \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} > K$$

où :

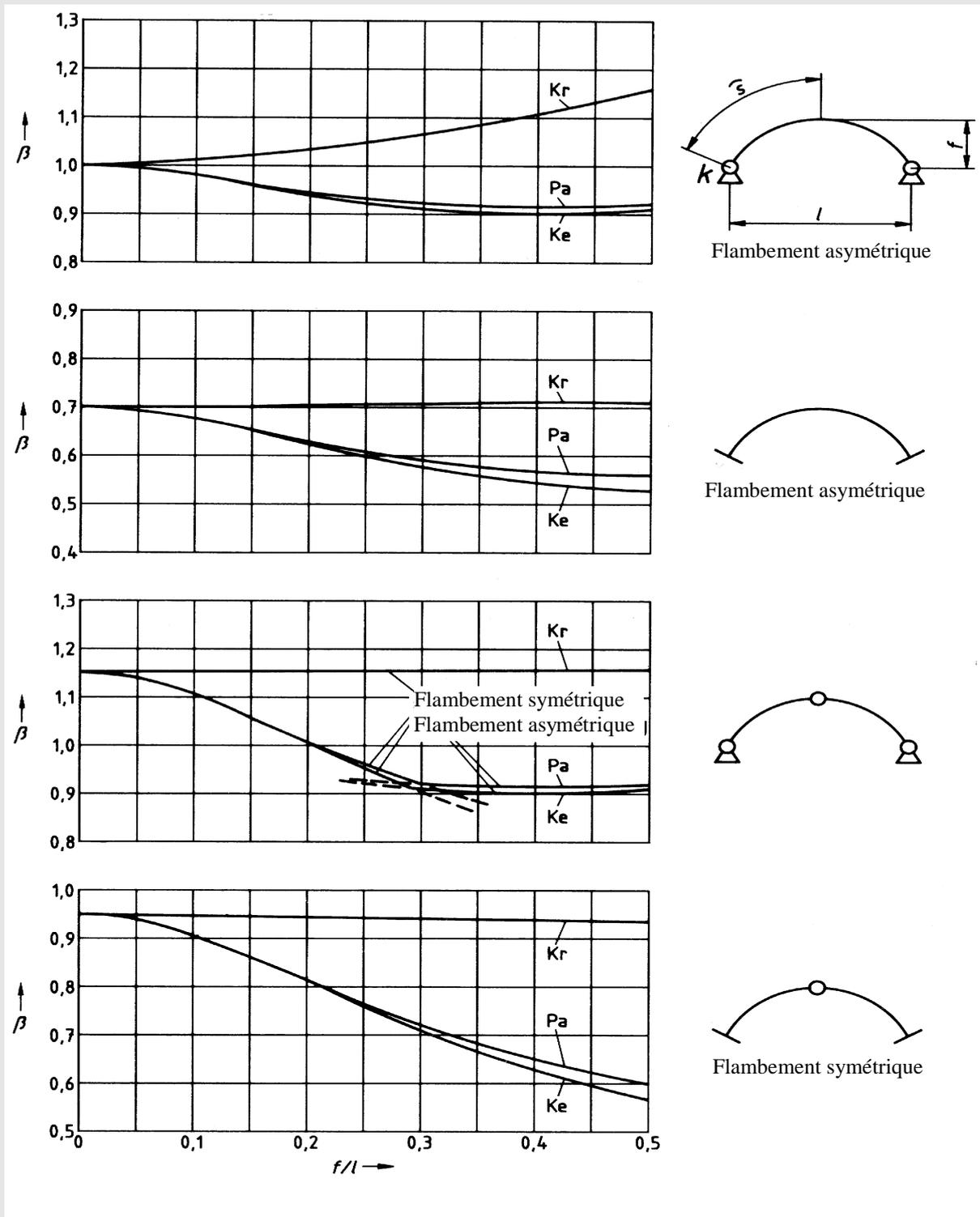
A aire de section transversale ;

I_y moment d'inertie ;

K coefficient.

(4) Le coefficient K peut être tiré du tableau H.5.

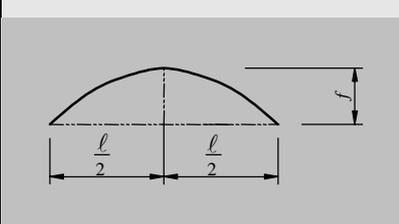
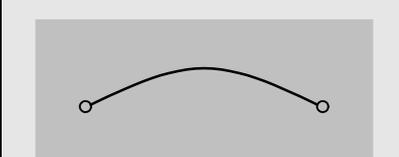
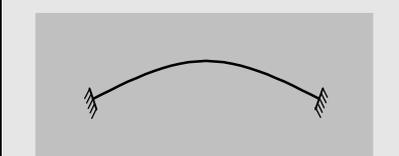
Tableau H.4 — Coefficient de longueur de flambement β pour les arcs



P_a : forme parabolique K_e : forme funiculaire K_r : forme circulaire

Pour P_a et K_e le chargement est vertical.

Tableau H.5 — Coefficient K

	f/l	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
	K	35	23	17	10	8
		319	97	42	13	6

H.3.3 Coefficients de flambement hors du plan pour les arcs autoporteurs

(1) Pour le flambement hors du plan des arcs autoporteurs, les coefficients de flambement peuvent être pris égaux à :

$$\beta = \beta_1 \beta_2$$

où β_1 est donné dans le tableau H.6 et β_2 est donné dans le tableau H.7.

Tableau H.6 — Valeurs de β_1

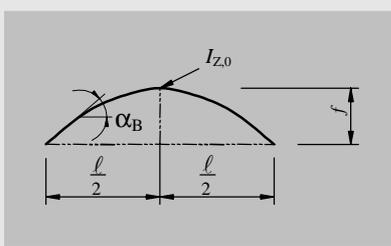
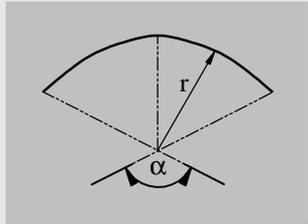
f/l	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	
I_z constant	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07	
I_z variable $I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

Tableau H.7 — Valeurs de β_2

Chargement	β_2	Commentaires
hypothèse sûre (Le tablier est fixé au sommet de l'arc)	1	 <p>q charge totale q_H partie de charge transmise par des suspentes q_{St} partie de charge transmise par des montants</p>
par des suspentes	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
par des montants	$1 + 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	

(2) Pour le flambement hors du plan d'arcs circulaires autoporteurs avec un chargement radial, le coefficient de flambement β peut être pris égal à la valeur suivante :

$$\beta = \pi r a \frac{\sqrt{\pi^2 + a^2} K}{\ell (\pi^2 - a^2)}$$

où :

r rayon du cercle ;

a angle de l'arc $0 < a < \pi$;

$$K = \frac{EI_z}{GI_T}$$

H.3.4 Flambement hors du plan d'arcs comportant des contreventements et des portiques d'extrémité

(1) Le flambement hors du plan peut être vérifié par une analyse de stabilité des portiques d'extrémité selon le paragraphe H.2.2.

(2) Le coefficient de longueur de flambement β peut être tiré du tableau H.1 en utilisant la géométrie illustrée par la Figure H.5.

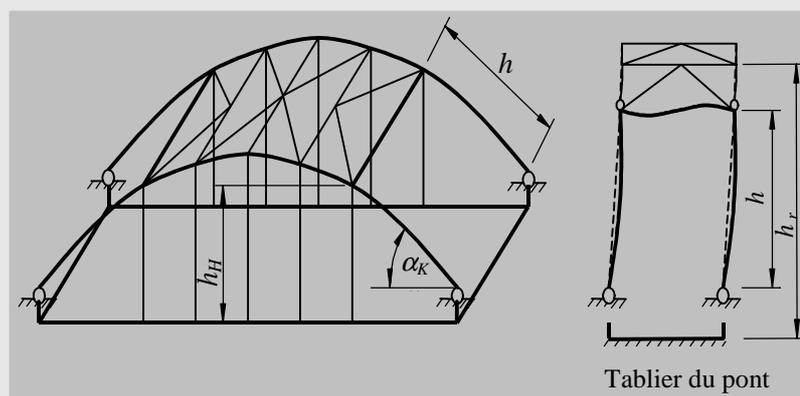


Figure H.5 — Flambement des portiques pour les arcs

La valeur h_r du tableau H.1 peut être prise égale à la moyenne de toutes les longueurs $h_H \frac{1}{\sin \alpha_K}$ des suspentes.

Annexe J (informative) Boulons à injection

J.1 Généralités

(1) Des boulons à tête hexagonale à injection peuvent être utilisés dans la construction de ponts ou pour remplacer des boulons dans des ponts existants.

(1) A Voir l'amendement en 6.2.(1).

(2) Si le glissement n'est pas autorisé dans un assemblage, l'utilisation de boulons à injection de résine constitue une alternative aux assemblages résistant au glissement tant pour les boulons que pour les rivets.

(3) Les boulons à injection peuvent être précontraints ou non précontraints.

(4) Seules les qualités de boulons 8.8 et 10.9 sont couvertes dans la présente annexe.

(5) Des détails de fabrication et de montage pour les boulons à tête hexagonale à injection sont données dans l'annexe F de l'ENV 1090-1:1996.

J.2 Résistance de calcul

(1) Les boulons à injection utilisés dans les assemblages d'éléments de structure primaires peuvent être prévus en catégorie A, B ou C.

(2) Pour les assemblages de catégorie A, il n'est exigé aucune précontrainte ni disposition particulière pour les surfaces de contact. Il convient que la charge de cisaillement ultime de calcul ne soit pas supérieure soit à la résistance au cisaillement de calcul du boulon, soit à la résistance en pression diamétrale de la résine.

(3) Pour les assemblages de catégorie B et C, il convient d'utiliser des boulons à injection à haute résistance précontraints à serrage contrôlé. La charge de cisaillement de service de calcul pour la catégorie B ainsi que la charge de cisaillement ultime de calcul pour la catégorie C ne devraient pas être supérieures à la résistance au glissement de calcul de l'assemblage augmentée de la résistance en pression diamétrale de calcul de la résine aux états limites respectifs. La charge de cisaillement ultime de calcul ne devrait pas être supérieure à la résistance au cisaillement de calcul du boulon, ni à la résistance en pression diamétrale de calcul des tôles d'acier, calculée pour un assemblage sans résine.

(4) Il convient de déterminer la résistance en pression diamétrale de la résine, $F_{b,Rd,résine}$, (voir Figure J.1) au moyen de l'équation suivante :

$$F_{b,Rd,résine} = \frac{k_t k_s d t_{min} \beta f_{b,résine}}{\gamma_{Ms}}$$

où :

$F_{b,Rd,résine}$	résistance en pression diamétrale d'un boulon à injection ;
β	coefficient dépendant du rapport d'épaisseur des tôles assemblées comme indiqué dans le Tableau J.1 ;
$f_{b,résine}$	déterminé par des essais selon l'annexe F de l'ENV 1090-1:1996 ;
d	diamètre de boulon ;
t_{min}	épaisseur limite de tôle, donnée dans le tableau J.1 ;
γ_{Ms}	pris égal à 1,0 ;
k_t	égal à 1,0 pour l'état limite de service (long terme) ; égal à 1,2 pour l'état limite ultime ;
k_s	égal à 1,0 pour les trous à jeux courants ou $[1,0 - (0,10 \times m)]$ pour les trous surdimensionnés ;
m	différence entre les dimensions de trous normaux et surdimensionnés. Dans le cas de trous oblongs courts (comme spécifiés en 7.5.2(9) de l'ENV 1993-1-1), $m = 0,5$ fois la différence entre la longueur et la largeur du trou.

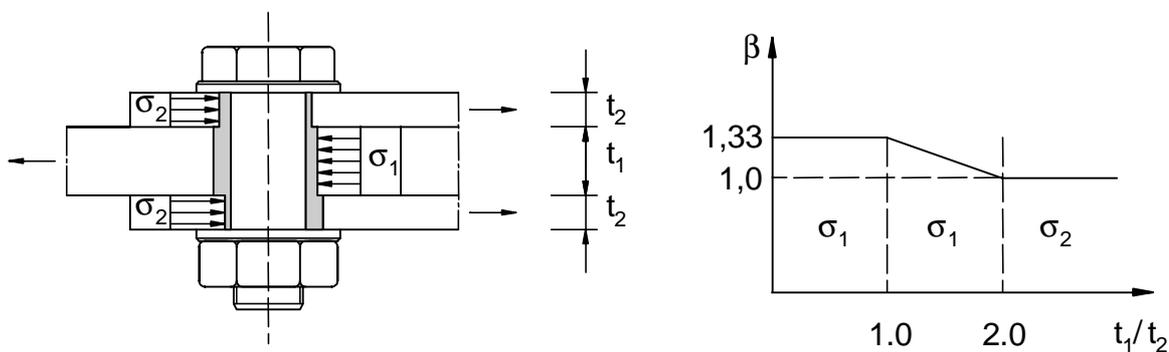


Figure J.1 — Augmentation de $F_{b,résine}$ par un coefficient β en cas de couvre-joints épais

Tableau J.1 — Valeurs de β et de t_{min}

t_1/t_2	β	t_{min}
$\geq 2,0$	1,0	$2 t_2$
$1,0 < t_1/t_2 < 2,0$	$1,66 - 0,33 (t_1/t_2)$	t_1
$\leq 1,0$	1,33	t_1

(5) Pour les boulons dont la longueur de serrage dépasse $3d$, il convient de prendre en compte une valeur de ℓ n'excédant pas $3d$ pour le calcul de la résistance en pression diamétrale (voir Figure J.2).

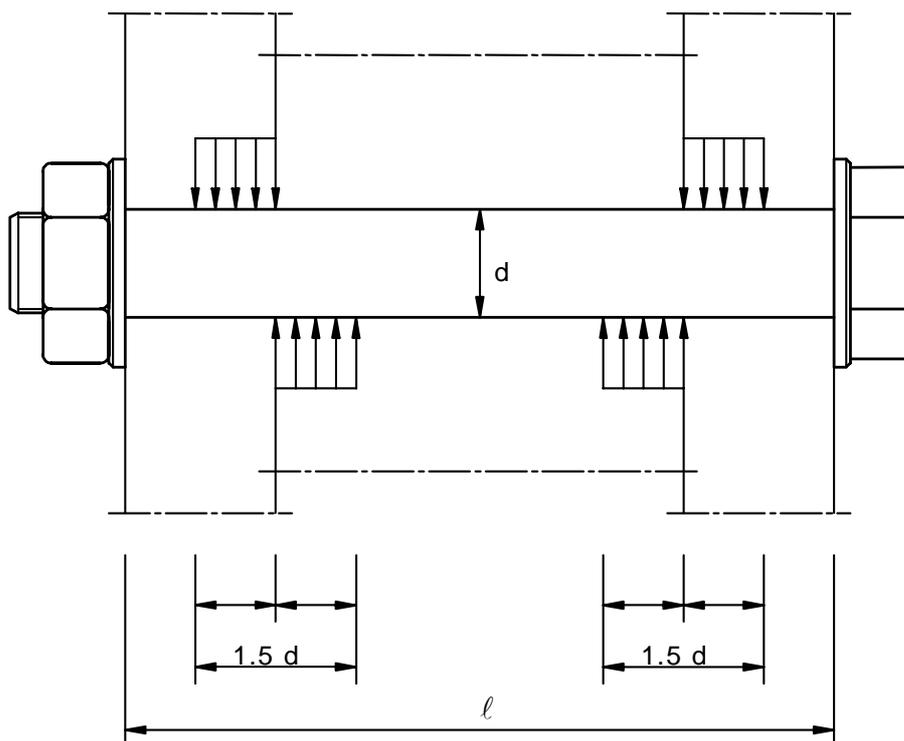


Figure J.2 — Limitation de la longueur efficace pour les boulons longs

J.3 Résistance de calcul à la fatigue

J.3.1 Assemblages de type à pression diamétrale (catégorie A)

(1) Il convient que les filetages ne soient pas situés dans le plan de cisaillement en cas de chargement de fatigue.

(2) Les catégories de détail suivantes s'appliquent :

- section nette des tôles assemblées : Catégorie de détail 112 ;
- cisaillement des boulons : Catégorie de détail 100 avec $m_1 = m_2 = 5$;
- résine : Catégorie de détail à déterminer par essais avec $m_1 = m_2 = 5$;

J.3.2 Assemblages résistants au glissement (catégories B et C)

(1) Pour la résistance au glissement il y a lieu de satisfaire la condition :

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta F_{v.Sd.ser.max}}{2 F_{s.Rd.ser} / \gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

où :

- γ_{Ff} coefficient partiel pour les charges de fatigue ;
- γ_{Mf} coefficient partiel pour la résistance à la fatigue ;
- $\Delta F_{v.Sd.ser.max}$ étendue de charge maximale par boulon ;
- $F_{sRd.ser}$ résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service.

(2) Les catégories de détail suivantes s'appliquent :

- section brute des tôles assemblées : catégorie de détail 112
 - section nette
 - cisaillement des boulons
 - résine
- } aucune vérification exigée

Annexe K
 (informative)

Tolérances pour la fabrication et le montage des ponts métalliques

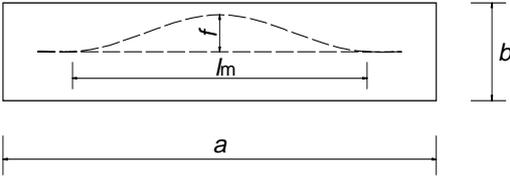
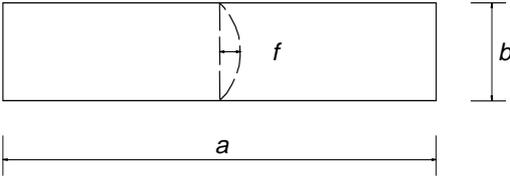
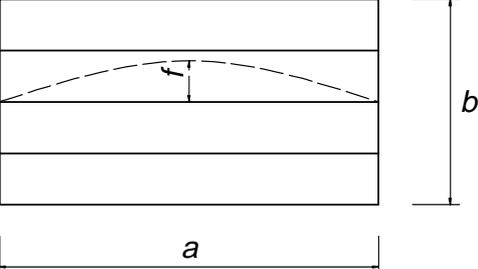
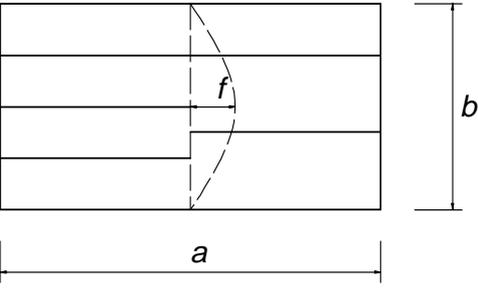
K.1 Objet

- (1) Il convient d'utiliser la présente annexe en conjonction avec la Section 7 pour l'obtention des valeurs de tolérances pour la fabrication et le montage des ponts métalliques.
- (2) La présente annexe sera remplacée par l'EN 1090-5 lorsque celle-ci sera publiée.

K.2 Tolérances géométriques pour les plaques et les raidisseurs

- (1) Pour les tolérances géométriques des plaques et des raidisseurs, le tableau K.1 s'applique.

Tableau K.1 — Valeurs maximales f pour les imperfections hors du plan, pour les plaques et les raidisseurs

Description	Description	Schéma	Valeur f
Plaques	en général		$f = \frac{l_m}{250}$ $l_m = a, \text{ si } a \leq 2b$ $l_m = 2b, \text{ si } a > 2b$
non raidies	Avec compression dans le sens transversal		$f = \frac{l_m}{250}$ $l_m = b, \text{ si } b \leq 2a$ $l_m = 2a, \text{ si } b > 2a$
Raidisseurs longitudinaux des plaques raidies dans le sens longitudinal			$f = \frac{a}{400}$
Raidisseurs transversaux des plaques raidies dans le sens longitudinal et transversal			$f = \frac{a}{400}$ $f = \frac{b}{400}$
NOTE La valeur f est mesurée perpendiculairement au plan de la plaque.			

(2) Ces tolérances peuvent également être utilisées comme valeurs de tolérances pour la planéité des tôles de platelages orthotropes.

(3) Pour les tolérances concernant l'alignement des tôles et raidisseurs des platelages orthotropes, voir l'annexe G.

Annexe L (informative)

Tableaux des catégories de résistance à la fatigue

int numérotation des tableaux d'annexe [L]!!
int numérotation des figures d'annexe [L]!!
int numérotation des équations d'annexe [K]!!

Annexe L | Par application de l'invalidation de l'article 9, la présente annexe L est également invalidée.

L.1 Généralités

(1) Il convient d'utiliser les catégories de résistance à la fatigue pour les détails constructifs donnés dans les tableaux L.1 à L.7 à la place des catégories données dans les tableaux 9.8.1 à 9.8.7 de l'ENV 1993-1-1, de la façon suivante :

- tableau L.1 : Détails non soudés ; (remplace le tableau 9.8.1)
- tableau L.2 : Sections reconstitués soudés ; (remplace le tableau 9.8.2)
- tableau L.3 : Soudures en bout transversales ; (remplace le tableau 9.8.3)
- tableau L.4 : Attaches fixées par soudures ne transmettant pas d'efforts ; (remplace le tableau 9.8.4)
- tableau L.5 : Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts ; (remplace le tableau 9.8.5)
- tableau L.6 : Sections creuses ; (remplace le tableau 9.8.6)
- tableau L.7 : Assemblages de poutres à treillis ; (remplace le tableau 9.8.7)

(2) Lorsque la catégorie de détail donnée dans les tableaux L.1 à L.7 varie avec l'épaisseur, il convient de ne pas appliquer la modification de résistance à la fatigue en fonction de l'épaisseur donnée dans le paragraphe 9.7.2 de l'ENV 1993-1-1.

(3) Les tableaux peuvent également être utilisés pour les structures réalisées en acier autopatinable, à l'exception des catégories supérieures à **125** pour lesquels la classification devrait être prise égale **125**.

L.2 Tabliers orthotropes pour ponts ferroviaires et ponts autoroutiers

(1) Il convient d'utiliser pour le calcul des ponts ferroviaires et des ponts autoroutiers les catégories de résistance à la fatigue données dans les tableaux L.8 et L.9 pour les détails constructifs des tabliers orthotropes, sauf spécification contraire dans le cahier des charges du projet.

(2) Il convient de se reporter également à l'annexe G pour d'autres dispositions concernant ces détails constructifs.

(3) Pour les exigences d'exécution particulières concernant les tabliers orthotropes des ponts ferroviaires, il convient de se reporter à l'ENV 1090-5.

L.3 Courbes de résistance à la fatigue modifiées

(1) Les résultats d'essais pour certains détails ne correspondent pas aux courbes de résistance à la fatigue données dans la Figure 9.6.1 de l'ENV 1993-1-1. Afin d'éviter l'apparition de situations n'offrant pas toute sécurité, ces détails sont classés dans la catégorie inférieure à celle correspondant à leur résistance à la fatigue à 2 millions de cycles.

(2) Ces détails sont repérés par un astérisque dans les tableaux L.1 à L.9. La classification de ces détails peut être augmentée d'une catégorie dans le tableau 9.6.1 de l'ENV 1993-1-1, à condition d'adopter des courbes de résistance à la fatigue modifiées dans lesquelles la limite de fatigue d'amplitude constante est prise égale à la résistance à la fatigue à 10 millions de cycles pour $m = 3$, voir Figure L.1.

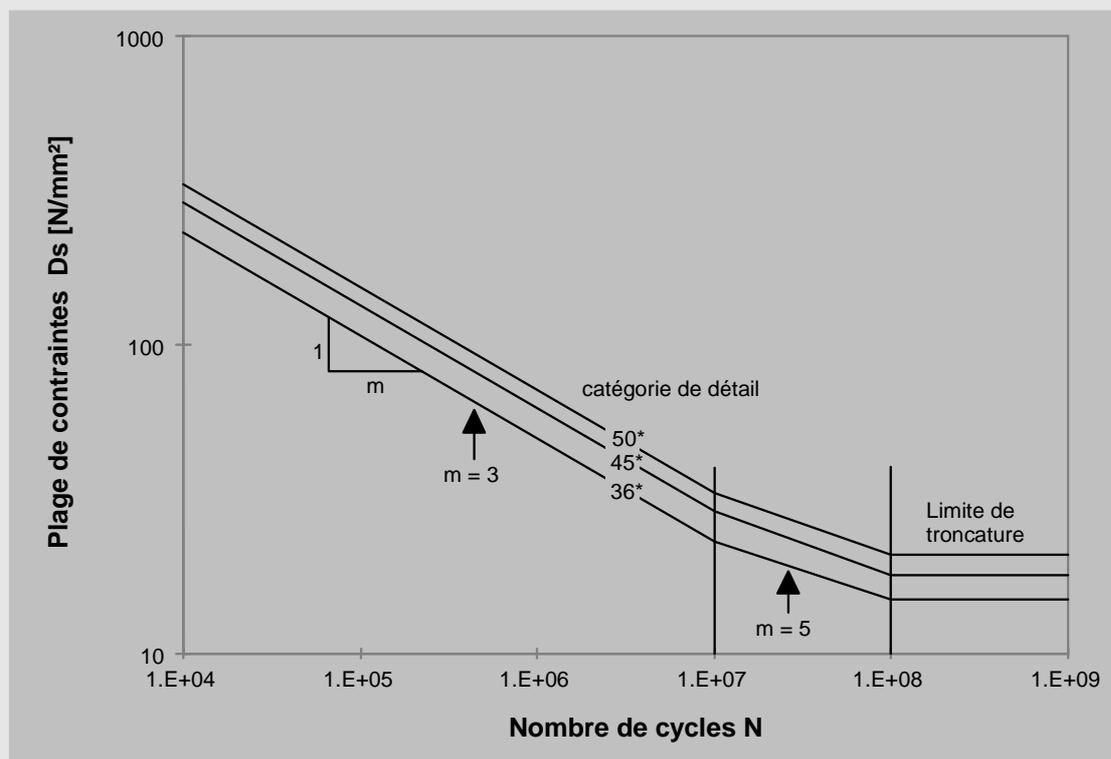


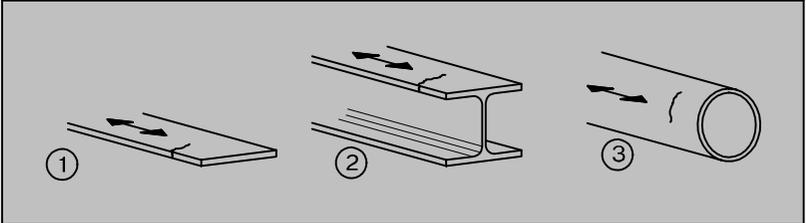
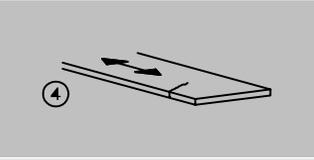
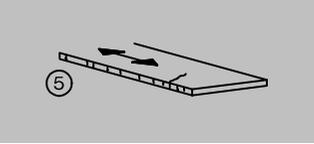
Figure L.1 — Courbe modifiée de résistance à la fatigue

(3) Les valeurs numériques nécessaires au calcul d'une valeur modifiée de résistance à la fatigue sont données dans le tableau suivant.

Valeurs numériques pour le calcul de courbes modifiées de résistance à la fatigue pour des plages de contraintes normales

Catégorie de détail (Nominal)	log a pour $N < 10^8$		Étendue de contraintes à la limite de fatigue d'amplitude constante ($N \geq 10^7$) $\Delta\sigma_D$ [N/mm ²]	Étendue de contraintes à la limite de tronçature ($N \geq 10^8$) $\Delta\sigma_L$ [N/mm ²]
	$N \leq 10^7$ ($m = 3$)	$N \geq 10^7$ ($m = 5$)		
50*	11,551	14,585	33	21
45*	11,401	14,335	29	18
36*	11,101	13,835	23	15

Tableau L.1 — Détails non soudés — feuille 1/3

Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
160		<p>Produits laminés et extrudés :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Plaques et larges plats 2) Profils laminés 3) Profils creux sans soudures (voir tableaux L.6 et L.7). 	<p>Détails 1) à 3) :</p> <p>Arêtes vives, défauts de surface et de laminage à améliorer par meulage.</p>
140		<p>Plaques oxycoupées ou cisillées :</p> <ol style="list-style-type: none"> 4) Matériaux ayant subi un oxycoupage automatique suivi d'un usinage. 5) Matériaux ayant subi un oxycoupage automatique avec qualité de coupe définie dans l'ENV 1090-5 : 	<ol style="list-style-type: none"> 4) Élimination de toute trace visible de défauts de bord. Les zones de coupe doivent être usinées ou meulées et toutes les bavures doivent être éliminées. 5) Toutes bavures à éliminer.
125		$\left(\begin{array}{l} U \leq 0,4 + 1,00a \\ R_z \leq 70 + 1,20a \end{array} \right)$	<p>Détails 4) et 5) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pas de réparation par rechargement. - Parachèvement des angles rentrants (pente < 1:4) ou des évidements par meulage de tous les défauts visibles. - Au niveau des évidements, il convient de déterminer la contrainte de calcul sur la base de la section nette.

NOTE Pour les aciers autopatinables, utiliser la catégorie immédiatement inférieure.

Tableau L.1 — Détails non soudés — feuille 2/3

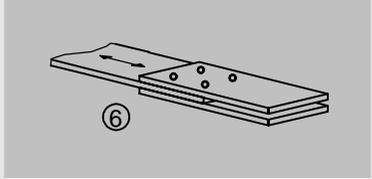
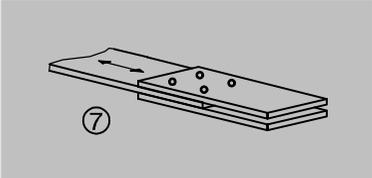
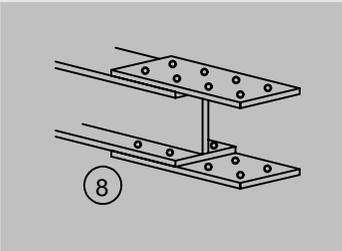
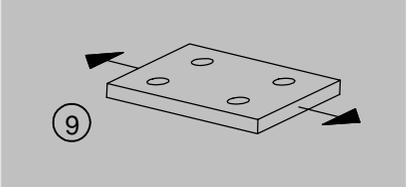
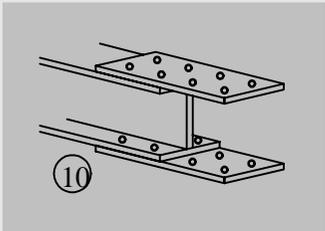
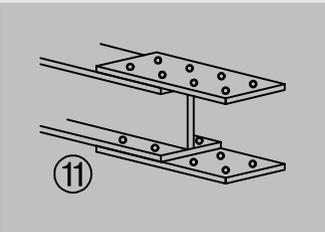
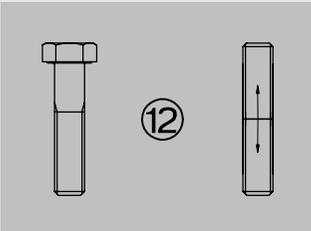
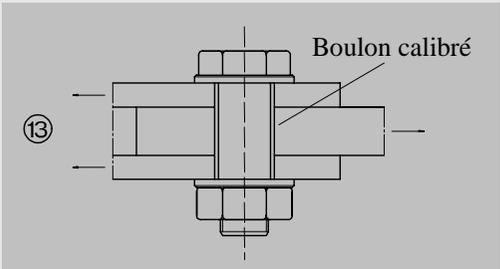
Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
112		<p>6) Assemblage symétrique à double recouvrement avec boulons à haute résistance précontraints.</p> <p>6) Assemblage symétrique à double recouvrement avec boulons à injection précontraints.</p>	<p>6) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p> <p>6) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p>
90		<p>7) Assemblage à double recouvrement avec boulons calibrés.</p> <p>7) Assemblage à double recouvrement avec boulons à injection non précontraints.</p>	<p>7) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p> <p>7) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p>
		<p>8) Assemblage d'un seul côté avec boulons à haute résistance précontraints.</p> <p>8) Assemblage d'un seul côté avec boulons à injection précontraints.</p>	<p>8) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p> <p>8) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p>
		<p>9) Élément de structure comportant des trous soumis à des efforts axiaux et de flexion.</p>	<p>9) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p>

Tableau L.1 — Détails non soudés — feuille 3/3

Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
80		<p>10) Assemblage d'un seul côté avec boulons calibrés.</p> <p>10) Assemblage d'un seul côté avec boulons à injection non précontraints.</p>	<p>10) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p> <p>10) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p>
50		<p>11) Assemblage d'un seul côté avec boulons à injection non précontraints dans des trous à jeux normaux.</p>	<p>11) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p>
50*		<p>12) Boulons et tiges filetées tendus. Pour les boulons précontraints, l'étendue de contraintes dans le boulon dépend du niveau de précontrainte et de la géométrie de l'assemblage.</p>	<p>12) Contraintes de traction à calculer à partir de la section résistante de la vis.</p>
100 $m = 5$		<p><u>Boulons sollicités au simple ou double cisaillement :</u></p> <p>13) Boulons calibrés (boulons de qualités 5.6, 8.8 ou 10.9)</p>	<p>13)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Contrainte de cisaillement de calcul déterminée par rapport à l'aire de la tige du boulon. - Seuls les boulons calibrés travaillant en pression diamétrale sont couverts par cette catégorie de détail.

* Voir L.3.

Tableau L.2 — Profils reconstitués soudés — feuille 1/2

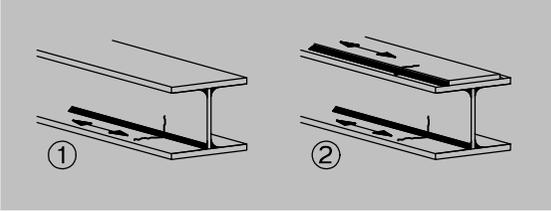
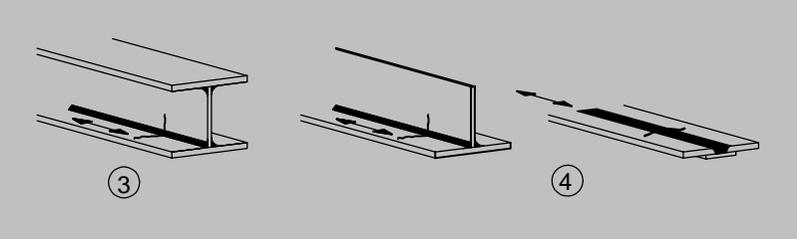
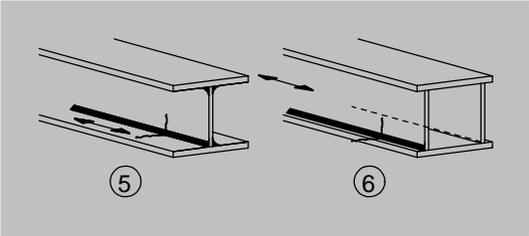
Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
125		<p><u>Soudures longitudinales continues :</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Soudures bout à bout automatiques exécutées des deux côtés. 2) Soudures d'angle automatiques. Les extrémités des couvre-joints doivent être vérifiées au moyen du détail 5) du tableau L.5. 	<p><u>Détails 1) et 2) :</u></p> <p>Aucun arrêt ni reprise ne sont autorisés sauf lorsque la réparation est réalisée par un spécialiste et lorsqu'un contrôle est effectué pour vérifier la bonne exécution de la réparation.</p>
112		<ol style="list-style-type: none"> 3) Soudure d'angle ou bout à bout automatique exécutée des deux côtés mais avec arrêt/reprise du cordon. 4) Soudures bout à bout automatiques exécutées d'un seul côté, avec support envers continu, mais sans arrêt ni reprise du cordon. 	<ol style="list-style-type: none"> 4) Lorsque ce détail comporte des arrêts ou des reprises du cordon, utiliser la catégorie 100.
100		<ol style="list-style-type: none"> 5) Soudure d'angle ou bout à bout manuelle. 6) Soudures bout à bout manuelles ou automatiques exécutées d'un seul côté, en particulier pour les poutres en caisson. 	<ol style="list-style-type: none"> 6) Un très bon ajustage entre les semelles et les âmes est essentiel. Préparer les bords de l'âme afin que le talon de la racine du cordon permette la réalisation d'une pénétration à la racine régulière sans interruption

Tableau L.2 — Profils reconstitués soudés — feuille 2/2

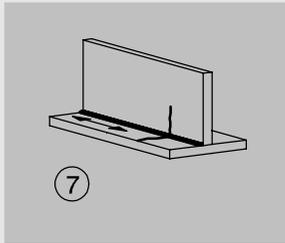
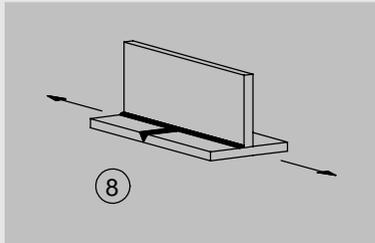
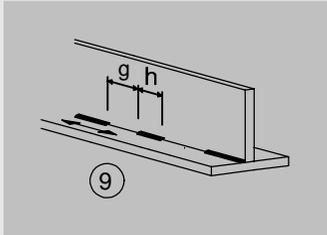
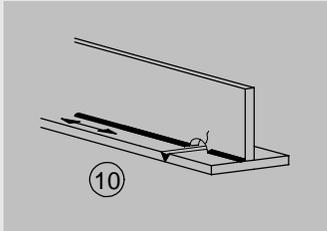
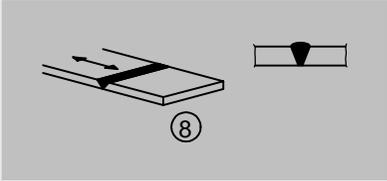
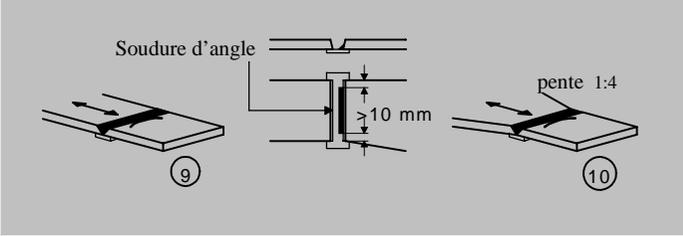
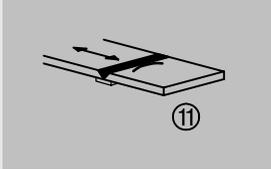
Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
100		7) Réparation de soudures d'angle ou bout à bout réalisées manuellement ou automatiquement.	7) Des méthodes d'amélioration convenablement contrôlées peuvent restaurer la catégorie d'origine.
80		8) Soudure longitudinale continue croisant une soudure transversale bout à bout.	
80		Soudures longitudinales intermittentes 9) Soudures de pointage ou intermittentes non recouvertes ultérieurement par une soudure continue	9) Soudure d'angle intermittente avec taux d'espacement $g/h \leq 2,5$
100		10) Extrémités de soudures au niveau de découpes en trou de souris.	10) Le trou de souris ne doit pas être rebouché par le métal d'apport.

Tableau L.3 — Soudures bout à bout transversales — feuille 1/2

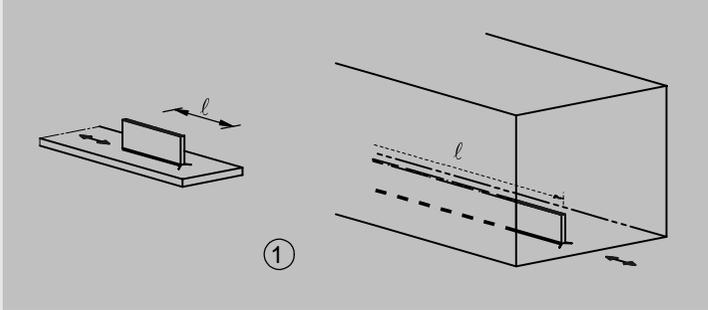
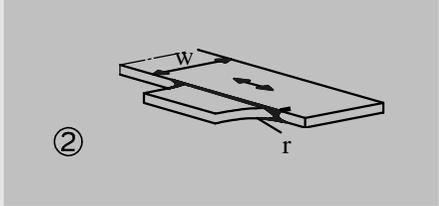
Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
112		<p>Sans support envers :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Assemblages de plats soudés transversalement, soit de larges plats soit de profils laminés. 2) Assemblages de semelles et d'âmes de poutres reconstituées, avant assemblage. 3) Assemblages soudés bout à bout de plats ou larges plats avec raccordement en biseau en largeur ou en épaisseur, avec une pente $\leq 1:4$. 	<p><u>Détails 1) à 3) :</u> Toutes les soudures doivent être arasées par meulage parallèlement au sens de la flèche.</p>
90		<ol style="list-style-type: none"> 4) Assemblages soudés bout à bout de plats ou de larges plats. 5) Assemblages soudés bout à bout de plats ou larges plats à raccordement en biseau en largeur ou en épaisseur, avec une pente $\leq 1:4$. Les entailles doivent être éliminées de la zone de transition des soudures par meulage. 	<p><u>Détails 4) et 5) :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - La hauteur du cordon de soudure ne doit pas être supérieure à 10 % de sa largeur, avec une transition douce vers la surface du plat. - Soudures exécutées à plat.
80		<ol style="list-style-type: none"> 6) Assemblages soudés bout à bout de profils laminés ou de poutres reconstituées soudées sans trous de souris oblongs. 7) Assemblages soudés bout à bout de plats, larges plats, profils laminés ou poutres à âme pleine. 	<p><u>Détails 6) et 7) :</u> La hauteur du cordon de soudure ne doit pas être supérieure à 20 % de sa largeur.</p> <p><u>Détails 1) à 7) :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Utiliser des appendices à enlever ultérieurement, araser par meulage les bords des plaques dans le sens des contraintes. - Soudures à exécuter des deux côtés.

Tableau L.3 — Soudures bout à bout transversales — feuille 2/2

Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
36*		8) Soudures bout à bout exécutées d'un seul côté.	8) Sans support envers.
71		<p>Avec support envers :</p> <p>9) Plats rabotés par soudure bout à bout.</p> <p>10) Soudure bout à bout avec raccordement en biseau en largeur ou en épaisseur, avec une pente $\leq 1:4$.</p>	<p>Détails 9) et 10) :</p> <p>Les soudures d'angle fixant le support envers doivent se terminer à une distance ≥ 10 mm des bords de la plaque sollicitée.</p>
50		11) Soudure bout à bout avec support envers permanent.	11) Lorsque les soudures d'angle de fixation du support envers se terminent à une distance ≤ 10 mm du bord du plat, ou si un bon ajustement ne peut être garanti.

* Voir L.3.

Tableau L.4 — Attaches par soudures ne transmettant pas d'effort — feuille 1/2

Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
80	$l \leq 50 \text{ mm}$		<p><u>Attaches longitudinales :</u></p> <p>1) La catégorie de détail varie avec la longueur de l'attache l.</p>
71	$50 < l \leq 80 \text{ mm}$		
63	$80 < l \leq 100 \text{ mm}$		
56	$l > 100 \text{ mm}$		
90	$\frac{r}{w} \geq \frac{1}{3}$ $r > 150 \text{ mm}$		<p>2) Gousset soudé sur le chant d'un plat ou d'une semelle de poutre.</p> <p>2) Congé de raccordement graduel de rayon r réalisé par usinage ou oxycoupage initial du gousset avant soudure, suivi du meulage de la zone de soudure parallèlement au sens de la flèche, de sorte à éliminer totalement le laitier de la soudure transversale.</p>
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{w} \leq \frac{1}{3}$		
45*	$\frac{r}{w} < \frac{1}{6}$		

* Voir L.3.

Tableau L.4 — Attaches par soudures ne transmettant pas d'effort — feuille 2/2

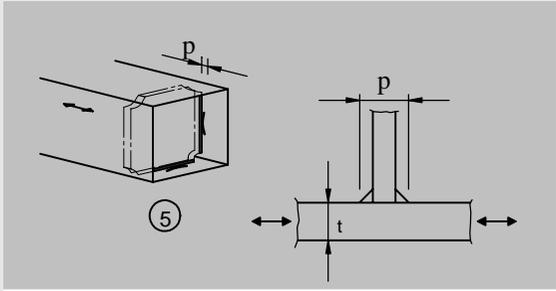
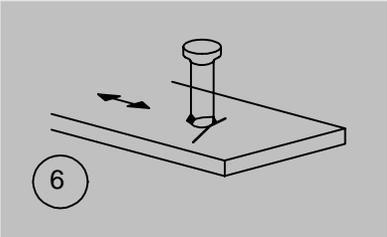
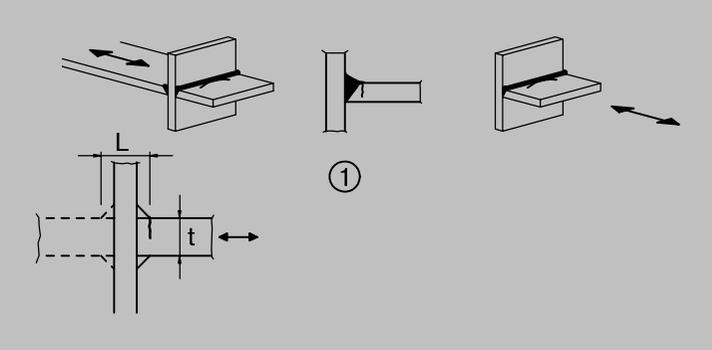
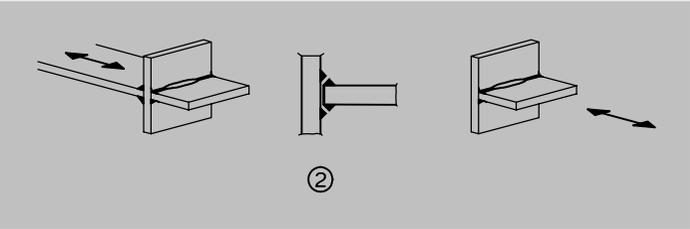
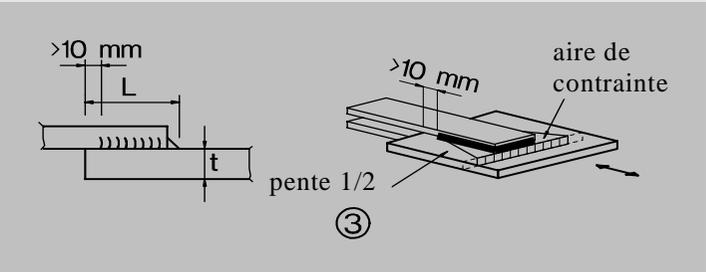
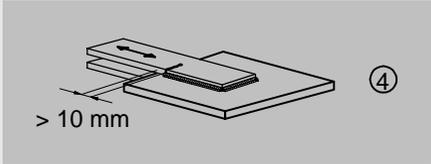
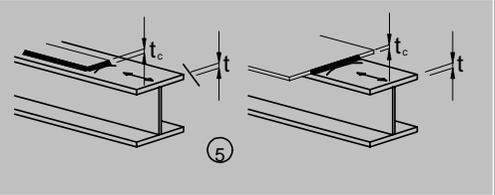
Catégorie de détail	Détails constructifs		Description	Exigences
80	$l \leq 50$	tout t	<p><u>Attaches longitudinales :</u></p> <p>3) Soudures qui se terminent à une distance supérieure à 10 mm du bord de la plaque.</p> <p>4) Raidisseurs verticaux soudés sur une poutre laminée ou reconstituée soudée.</p> <p>5) Diaphragme de poutres en caisson soudées sur une semelle ou sur une âme.</p>	<p>4) Il convient de calculer l'étendue de contraintes au moyen des contraintes principales si le raidisseur se termine dans l'âme.</p>
71	$50 < l \leq 80$	tout t		
63	$80 < l \leq 100$	tout t		
56	$100 < l \leq 120$	tout t		
56	$l > 120$	$0 < t \leq 20$		
50	$120 < l \leq 200$ $l > 120$	$t > 20$ $20 < t \leq 30$		
45	$200 < l \leq 300$ $l > 300$	$t > 30$ $30 < t \leq 50$		
40	$l > 300$	$t > 50$		
Toutes dimensions en millimètres				
80			<p>6) Influence de goujons connecteurs soudés sur le matériau de base.</p>	

Tableau L.5 — Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts — feuille 1/4

Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
idem tableau L.4 Détails 3, 4, 5		<p><u>Jointes cruciformes et en T :</u></p> <p>1) Fissure en pied de cordon dans les soudures bout à bout à pleine pénétration et dans tous les joints à pénétration partielle.</p>	<p>1) Après contrôle, exempts de discontinuités hors des tolérances de la Norme de Référence 9 — Niveau de Qualité 3.</p> <p>2) Dans les joints à pénétration partielle, deux vérifications à la fatigue sont exigées. Premièrement, les fissurations à la racine évaluées selon le paragraphe 9.4.3 de l'ENV 1993-1-1, en utilisant la catégorie 36* pour σ_w et la catégorie 80 pour τ_w. Deuxièmement, la fissuration en pied de cordon est évaluée en déterminant l'étendue de contraintes dans les plaques sollicitées.</p>
36*		<p>2) Fissure en racine dans les joints bout à bout en T à pénétration partielle ou les soudures d'angle avec pleine pénétration effective telle que définie dans la Figure 6.6.9(a) de l'ENV 1993-1-1.</p>	
idem tableau L.4 Détails 3, 4, 5		<p><u>Jointes soudées à recouvrement :</u></p> <p>3) Joint à recouvrement soudé par cordon d'angle.</p>	<p>3) La contrainte dans le plat principal doit être calculée sur la base de l'aire indiquée sur le schéma.</p>

* Voir L.3.

Tableau L.5 — Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts — feuille 2/4

Catégorie de détail	Détails constructifs		Description	Exigences	
45*			<p>À recouvrement :</p> <p>4) Joint à recouvrement soudé par cordon d'angle</p>	<p>4) Contraintes à calculer dans les plats de recouvrement.</p> <p>Détails 3) et 4) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Extrémités des soudures à plus de 10 mm du bord de la plaque. - Il convient de vérifier la fissuration par cisaillement de la soudure selon les règles du détail 7). 	
56*	$t_c < t$	$t_c \geq t$		<p>Plats de recouvrement dans les poutres laminées ou reconstituées soudées :</p> <p>5) Zones d'extrémité des plats de recouvrement simples ou multiples, avec ou sans soudure frontale.</p>	<p>5) Si le plat de recouvrement est plus large que la semelle, une soudure frontale est nécessaire. Il convient que cette soudure soit soigneusement meulée pour éliminer les caniveaux.</p>
50	$t \leq 20$ mm	—			
45	$20 \text{ mm} < t \leq 30$ mm	$t \leq 20$ mm			
40	$60 \text{ mm} < t \leq 50$ mm	$20 \text{ mm} < t \leq 30$ mm			
36	$t > 50$ mm	$30 \text{ mm} < t \leq 50$ mm			
36	—	$t > 50$ mm			

* Voir L.3.

Tableau L.5 — Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts — feuille 3/4

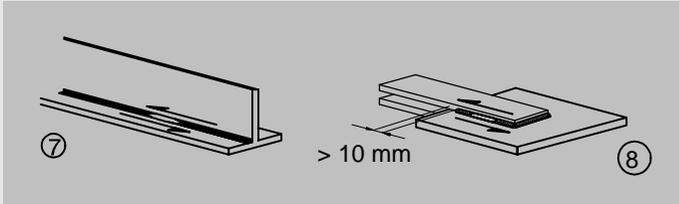
Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
56		5) Couvre-joints dans les poutres laminées et reconstituées soudées	
80 $m = 5$		<p>7) Soudures d'angle continues transmettant un flux de cisaillement, comme les soudures de l'âme sur les semelles dans les poutres reconstituées. Pour les soudures bout à bout à pleine pénétration continues sollicitées au cisaillement, utiliser la catégorie 100.</p> <p>8) Joint à recouvrement soudé par cordon d'angle.</p>	<p>7) Étendue de contraintes à calculer à partir de la section de gorge de la soudure.</p> <p>8)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Étendue de contraintes à calculer à partir de la section de gorge de la soudure en considérant la longueur totale de la soudure. - Extrémités des soudures à plus de 10 mm du bord de la plaque.

Tableau L.5 — Assemblages soudés par soudures transmettant des efforts — feuille 4/4

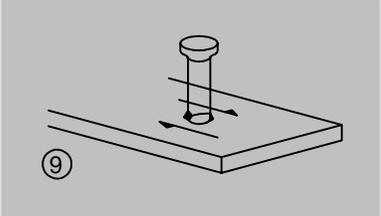
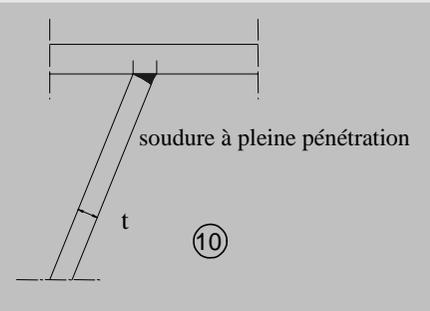
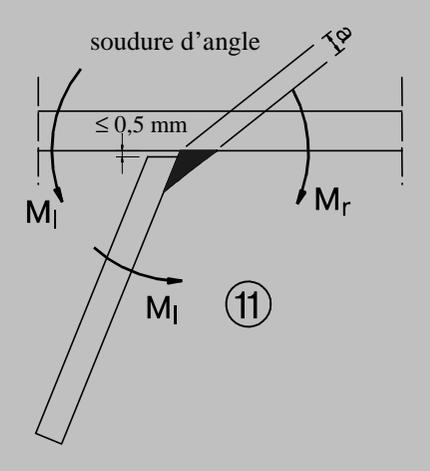
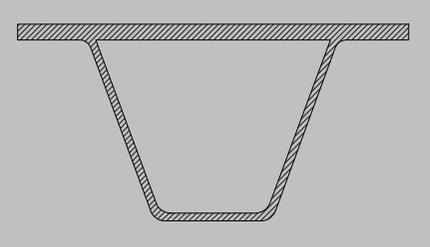
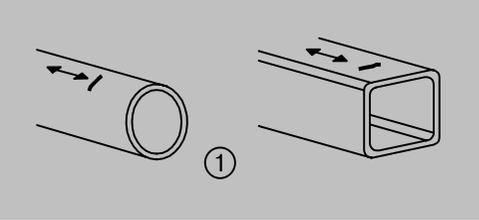
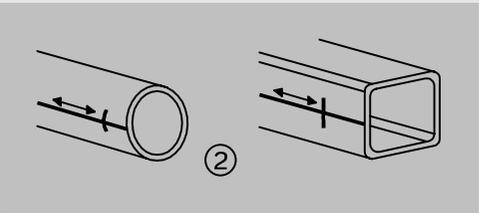
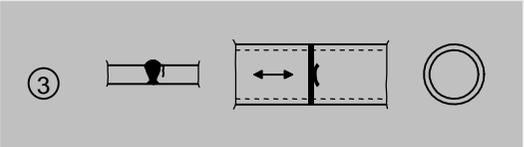
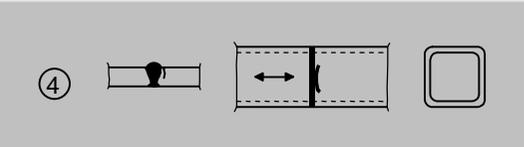
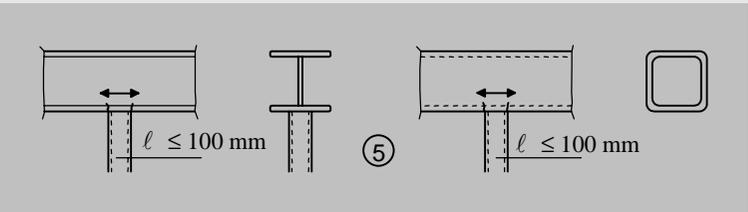
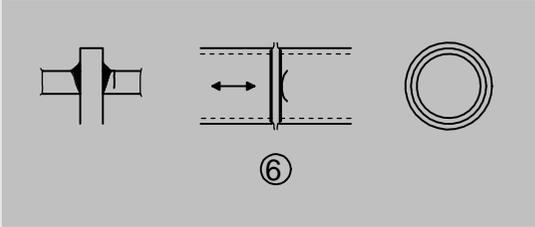
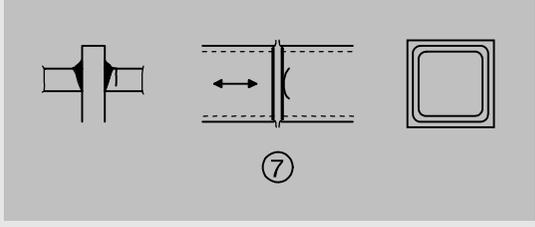
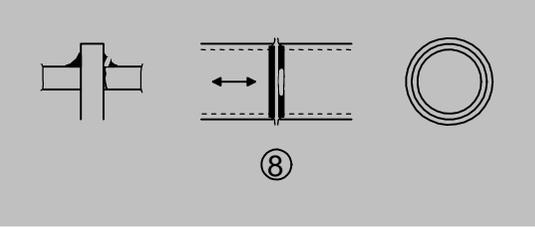
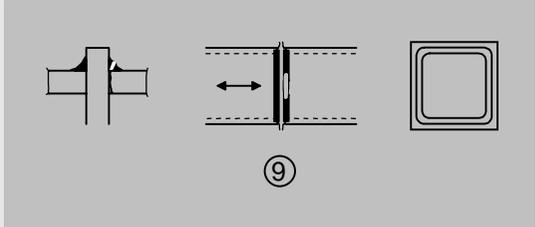
Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
voir ENV 1994-2		<p><u>Soudures sollicitées au cisaillement :</u></p> <p>9) Pour les applications de construction mixte.</p>	<p>9) Contrainte de cisaillement à calculer sur la base de la section transversale nominale du goujon.</p>
71		<p><u>Soudures d'attache des raidisseurs en auget sur les tôles de platelages :</u></p> <p>10) Soudure à pleine pénétration</p>	<p>10) Pour une soudure bout à bout à pleine pénétration, l'étendue de contraintes de flexion doit être calculée sur la base de l'épaisseur du raidisseur</p>
50		 <p>11) Soudure d'angle</p>	<p>11) Pour une soudure d'angle ou une soudure bout à bout à pénétration partielle, l'étendue de contraintes de flexion doit être calculée sur la base de l'épaisseur de gorge de la soudure ou de l'épaisseur du raidisseur ci celle-ci est inférieure.</p>

Tableau L.6 — Profils creux * — feuille 1/2

Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
160		<p><u>Produits laminés et extrudés :</u></p> <p>1) Éléments non soudés.</p>	<p>1) Arêtes vives, défauts de surface à parachever par meulage.</p>
140		<p><u>Soudures longitudinales continues :</u></p> <p>2) Soudures longitudinales réalisées par procédé automatique (pour tous les autres cas, voir tableau L.2).</p>	<p>2) Sans arrêt ni reprise, et exemptes de défauts hors des tolérances du niveau de qualité 3 tel que défini dans l'ENV 1090-5.</p>
71		<p><u>Soudures bout à bout transversales :</u></p> <p>3) Assemblages soudés bout à bout de deux profils creux circulaires.</p> <p>4) Assemblages soudés bout à bout de deux profils creux rectangulaires.</p>	<p><u>Détails 3) et 4) :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Hauteur du cordon $\leq 10\%$ de la largeur de la soudure, avec des transitions douces. - Soudé à plat, après contrôle exempt de
56			<ul style="list-style-type: none"> - défauts hors des tolérances du niveau de qualité 3 défini dans l'ENV 1090-5. - Classer deux catégories au-dessus si $t > 8$ mm.
71		<p><u>Attaches soudées :</u></p> <p>5) Profils creux circulaires ou rectangulaires soudés par cordon d'angle sur un autre profil.</p>	<p>5)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Soudures ne transmettant pas d'effort. - Largeur parallèle au sens des contraintes ≤ 100 mm - Autres cas : voir tableau L.4 .

* $t \leq 12,5$ mm.

Tableau L.6 — Profils creux * — feuille 2/2

Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
50		<p><u>Joints bout à bout soudés :</u></p> <p>6) Profils creux circulaires raboutés par soudure bout à bout sur un plat intermédiaire.</p>	<p><u>Détails 6) et 7) :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Soudures transmettant des efforts. - Après contrôle, exemptes de défauts hors des tolérances du niveau de qualité 3 défini dans l'ENV 1090-5. - Classer une catégorie au-dessus si $t > 8$ mm.
45		<p>7) Profils creux rectangulaires raboutés par soudure bout à bout sur un plat intermédiaire.</p>	
40		<p>8) Profils creux circulaires raboutés par soudure d'angle sur un plat intermédiaire.</p>	<p><u>Détails 8) et 9) :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Soudures transmettant des efforts. - Épaisseur de paroi $t \leq 8$ mm .
36		<p>8) Profils creux rectangulaires raboutés par soudure d'angle sur un plat intermédiaire.</p>	

* : $t \leq 12,5$ mm

Tableau L.7 — Assemblages de poutres à treillis — feuille 1/2

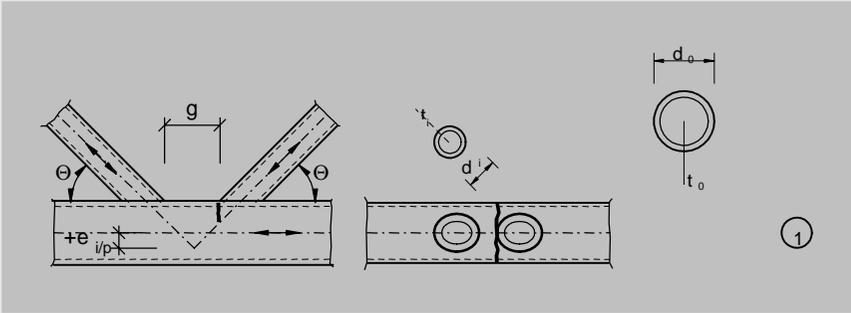
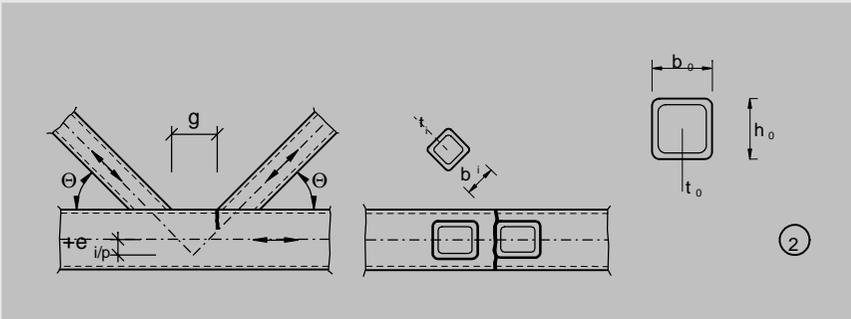
Catégorie de détail		Description et détails constructifs	Exigences
90 [m = 5]	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$	<p>Assemblages à espacement : [g représente l'espacement : l'excentricité dans le plan $e_{i/p}$ est pos.]</p> <p>Détail 1) : Assemblages en K et en N, profils creux circulaires :</p>	<p>Détails 1) et 2) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Évaluations séparées nécessaires pour les membrures et les contreventements - Pour les valeurs intermédiaires du rapport t_0/t_i effectuer une interpolation linéaire entre les catégories de détails.
45 [m = 5]	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,0$		<ul style="list-style-type: none"> • Soudures d'angles autorisées pour les entretoises avec une épaisseur de paroi $t \leq 8$ mm. • $t \leq 12,5$ mm. (Si $t > 12,5$ mm voir paragraphe 9.6.3 de l'ENV 1993-1-1.) • $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ • $b_0/t_0 \leq 25$ • $d_0/t_0 \leq 25$
71 [m = 5]	$\frac{t_0}{t_i} \geq 2,0$	<p>Assemblages à espacement : [g représente l'espacement : l'excentricité dans le plan $e_{i/p}$ est pos.]</p> <p>Détail 2) : Assemblages en K et en N, profils creux rectangulaires :</p>	<ul style="list-style-type: none"> • $0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$ • $0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$ • $b_0 \leq 200$ mm
36 [m = 5]	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,0$		<ul style="list-style-type: none"> • $d_0 \leq 300$ mm • $-0,5h_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25h_0$ • $-0,5d_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25d_0$ • $e_{o/p} \leq 0,02b_0$ ou $\leq 0,02d_0$ <p>[$e_{o/p}$: excentricité hors du plan]</p> <p>Détail 2) :</p> <p>$0,5(b_0 - b_i) \leq g \leq 1,1(b_0 - b_i)$ et $g \geq 2t_0$</p>

Tableau L.7 — Assemblages de poutres à treillis — feuille 2/2

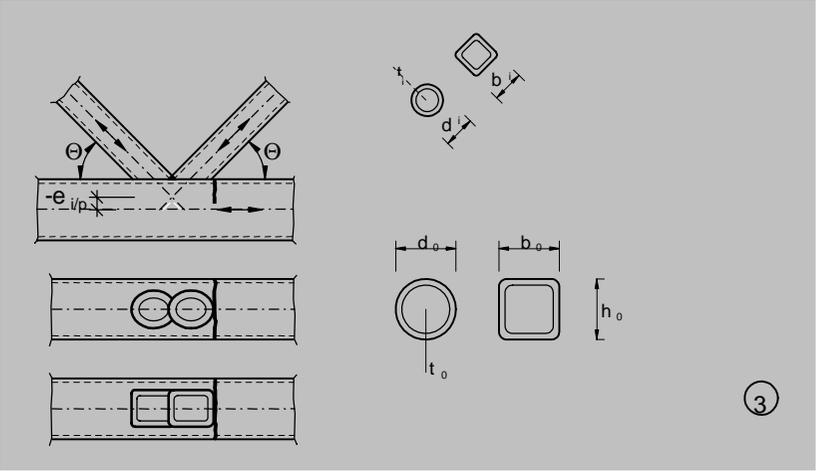
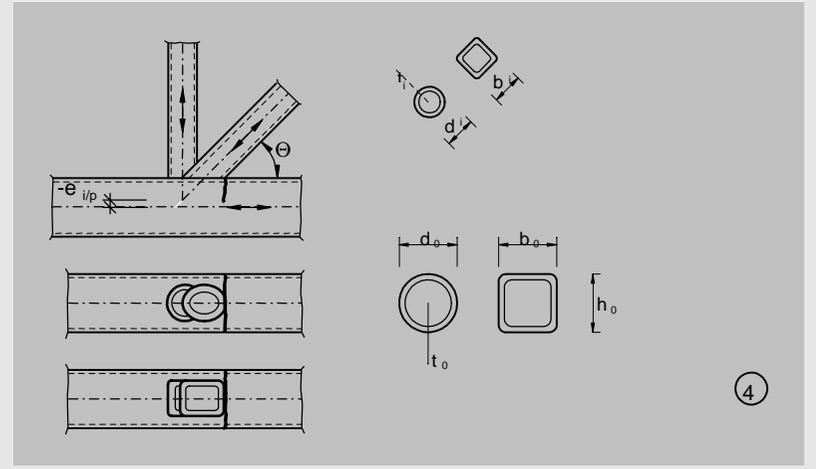
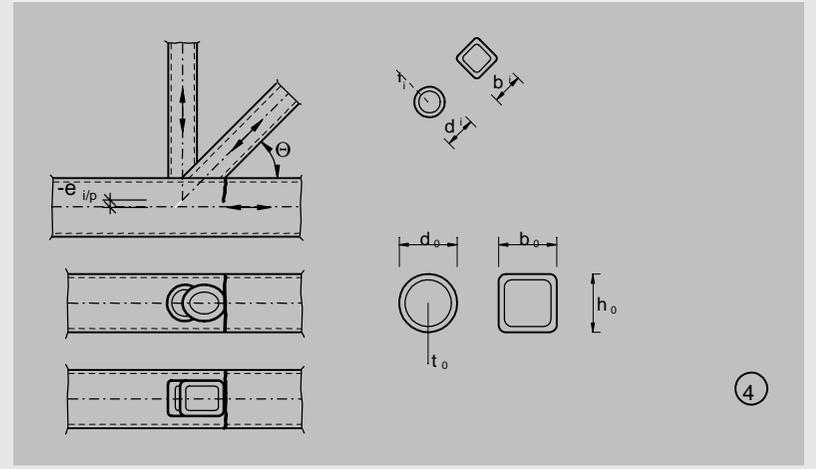
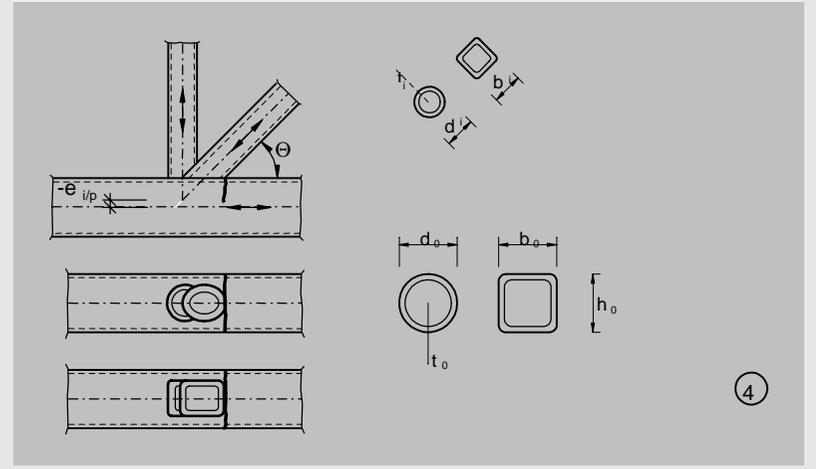
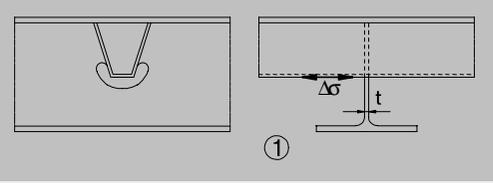
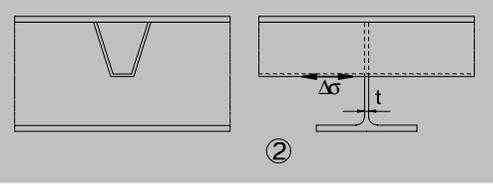
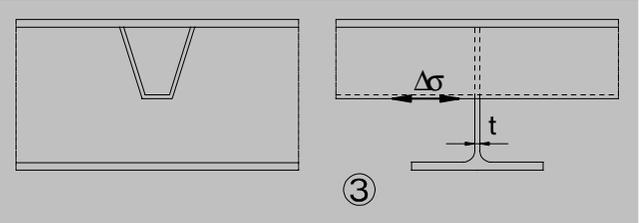
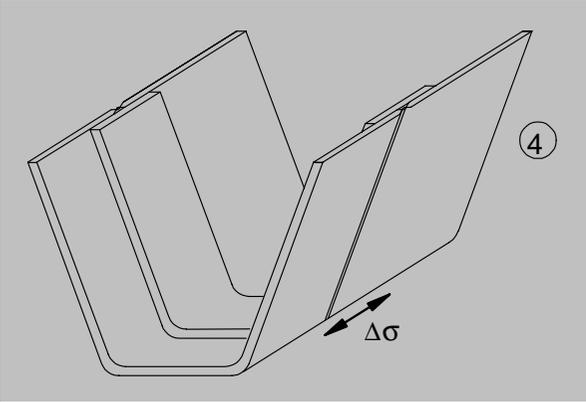
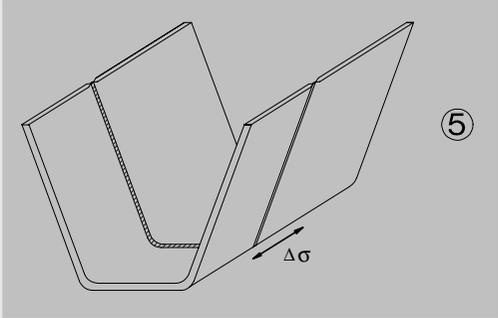
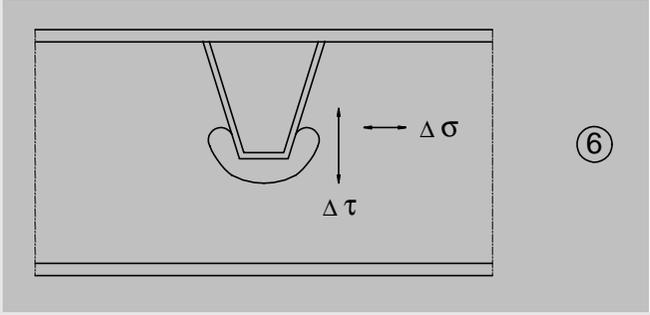
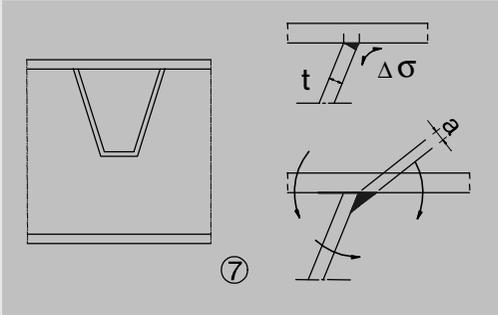
Catégorie de détail	Description et détails constructifs	Exigences
<p>71 [m = 5]</p>	<p>$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$</p> <p>Assemblages à recouvrement : [recouvrement = $(q/p) \times 100$ % : l'excentricité dans le plan $e_{i/p}$ est nég.] Détail 3) : Assemblages en K, profils creux circulaires ou rectangulaires :</p> 	<p>Détails 3) et 4) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 30 % ≤ recouvrement ≤ 100 % • Évaluations séparées nécessaires pour les membrures et les contreventements • Pour les valeurs intermédiaires du rapport t_0/t_i effectuer une interpolation linéaire entre les catégories de détails. • Soudures d'angles autorisées pour les entretoises avec une épaisseur de paroi $t \leq 8$ mm. • $t \leq 12,5$ mm. (Si $t > 12,5$ mm voir paragraphe 9.6.3 de l'ENV 1993-1-1.) • $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ • $b_0/t_0 \leq 25$ • $d_0/t_0 \leq 25$ • $0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$ — $0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$ • $b_0 \leq 200$ mm • $d_0 \leq 300$ mm • $-0,5h_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25h_0$ • $-0,5d_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25d_0$ • $e_{o/p} \leq 0,02b_0$ ou $\leq 0,02d_0$ <p>[$e_{o/p}$: excentricité hors du plan]</p>
<p>56 [m = 5]</p>	<p>$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,0$</p> 	<p>Détails 3) et 4) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 30 % ≤ recouvrement ≤ 100 % • Évaluations séparées nécessaires pour les membrures et les contreventements • Pour les valeurs intermédiaires du rapport t_0/t_i effectuer une interpolation linéaire entre les catégories de détails. • Soudures d'angles autorisées pour les entretoises avec une épaisseur de paroi $t \leq 8$ mm. • $t \leq 12,5$ mm. (Si $t > 12,5$ mm voir paragraphe 9.6.3 de l'ENV 1993-1-1.) • $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ • $b_0/t_0 \leq 25$ • $d_0/t_0 \leq 25$ • $0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$ — $0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$ • $b_0 \leq 200$ mm • $d_0 \leq 300$ mm • $-0,5h_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25h_0$ • $-0,5d_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25d_0$ • $e_{o/p} \leq 0,02b_0$ ou $\leq 0,02d_0$ <p>[$e_{o/p}$: excentricité hors du plan]</p>
<p>71 [m = 5]</p>	<p>$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$</p> <p>Assemblages à recouvrement : [recouvrement = $(q/p) \times 100$ % : l'excentricité dans le plan $e_{i/p}$ est nég.] Détail 4) : Assemblages en N, profils creux circulaires ou rectangulaires :</p> 	<p>Détails 3) et 4) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 30 % ≤ recouvrement ≤ 100 % • Évaluations séparées nécessaires pour les membrures et les contreventements • Pour les valeurs intermédiaires du rapport t_0/t_i effectuer une interpolation linéaire entre les catégories de détails. • Soudures d'angles autorisées pour les entretoises avec une épaisseur de paroi $t \leq 8$ mm. • $t \leq 12,5$ mm. (Si $t > 12,5$ mm voir paragraphe 9.6.3 de l'ENV 1993-1-1.) • $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ • $b_0/t_0 \leq 25$ • $d_0/t_0 \leq 25$ • $0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$ — $0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$ • $b_0 \leq 200$ mm • $d_0 \leq 300$ mm • $-0,5h_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25h_0$ • $-0,5d_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25d_0$ • $e_{o/p} \leq 0,02b_0$ ou $\leq 0,02d_0$ <p>[$e_{o/p}$: excentricité hors du plan]</p>
<p>50 [m = 5]</p>	<p>$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,0$</p> 	<p>Détails 3) et 4) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 30 % ≤ recouvrement ≤ 100 % • Évaluations séparées nécessaires pour les membrures et les contreventements • Pour les valeurs intermédiaires du rapport t_0/t_i effectuer une interpolation linéaire entre les catégories de détails. • Soudures d'angles autorisées pour les entretoises avec une épaisseur de paroi $t \leq 8$ mm. • $t \leq 12,5$ mm. (Si $t > 12,5$ mm voir paragraphe 9.6.3 de l'ENV 1993-1-1.) • $35^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$ • $b_0/t_0 \leq 25$ • $d_0/t_0 \leq 25$ • $0,4 \leq b_i/b_0 \leq 1,0$ — $0,25 \leq d_i/d_0 \leq 1,0$ • $b_0 \leq 200$ mm • $d_0 \leq 300$ mm • $-0,5h_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25h_0$ • $-0,5d_0 \leq e_{i/p} \leq 0,25d_0$ • $e_{o/p} \leq 0,02b_0$ ou $\leq 0,02d_0$ <p>[$e_{o/p}$: excentricité hors du plan]</p>

Tableau L.8 — Tablier orthotrope pour ponts ferroviaires — raidisseurs fermés — feuille 1/2

Catégorie de détail	Détail constructif		Description	Exigences
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		1) Auget continu, avec lunule dans la pièce de pont	1) Évaluation basée sur l'étendue de contraintes de flexion $\Delta\sigma$ dans l'auget
71	$t > 12 \text{ mm}$			2) Auget continu, sans lunule dans la pièce de pont
80	$t \leq 12 \text{ mm}$			3) Nervures longitudinales séparées de chaque côté de la pièce de pont
71	$t > 12 \text{ mm}$			4) Joint dans l'auget, soudure bout à bout à pleine pénétration avec support envers en acier*.
71				

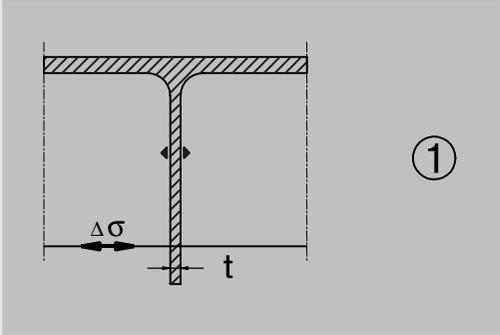
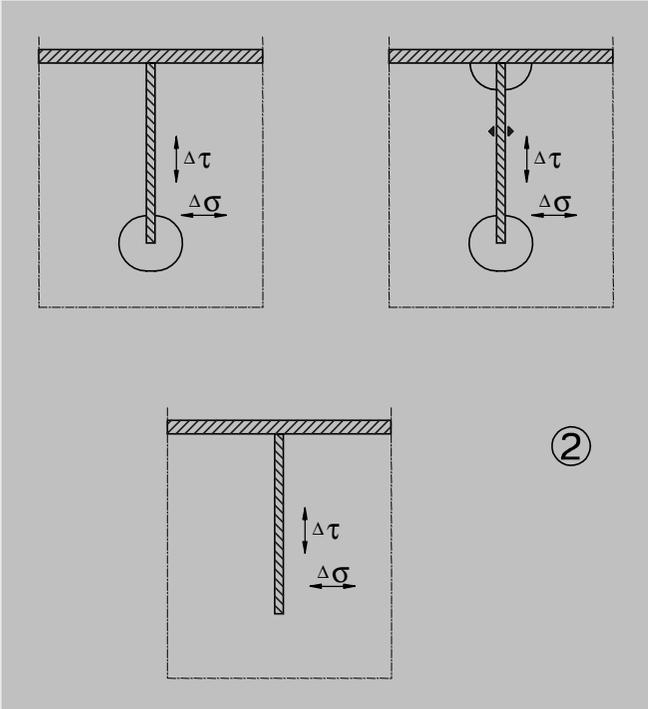
* Ne pas utiliser de soudures bout à bout d'un seul côté pour les ponts ferroviaires.

Tableau L.8 — Tablier orthotrope pour ponts ferroviaires — raidisseurs fermés — feuille 2/2

Catégorie de détail	Détail constructif		Description	Exigences
112	voir tableau L.3 détails 1), 2), 3)		5) Soudure bout à bout à pleine pénétration dans l'auget, réalisée des deux côtés*, sans support envers	5) Évaluation basée sur l'étendue de contraintes de flexion $\Delta\sigma$ dans l'auget
90	voir tableau L.3 détails 4), 5)			
80	voir tableau L.3 détails 6), 7)			
36			6) Assemblage d'un auget continu sur une pièce de pont	6) Évaluation basée sur la combinaison de l'étendue de contraintes de cisaillement $\Delta\tau$ et de l'étendue de contraintes de flexion $\Delta\sigma$ dans l'âme, sous forme d'une étendue de contraintes équivalente : $\Delta\sigma_{eq} = [\Delta\sigma^2 + \Delta\tau^2]^{0,5}$
112	voir tableau L.5 détails 10)		7) Soudure assemblant la tôle de platelage sur un raidisseur en V ou en auget.	7) Évaluation basée sur l'étendue de contraintes de flexion $\Delta\sigma$ dans la gorge de soudure résultant de la flexion transversale.
90	voir tableau L.5 détails 11)			

* Ne pas utiliser de soudures bout à bout réalisées d'un seul côté pour les ponts ferroviaires.

Tableau L.9 — Tablier orthotrope pour ponts ferroviaires — raidisseurs ouverts

Catégorie de détail	Détail constructif		Description	Exigences
80	$t \leq 12 \text{ mm}$		1) Assemblage d'un raidisseur longitudinal continu sur une pièce de pont	1) Évaluation basée sur l'étendue de contraintes de flexion $\Delta\sigma$ dans le raidisseur
71	$t > 12 \text{ mm}$			
36			2) Assemblage d'un raidisseur longitudinal continu sur une pièce de pont	2) Évaluation basée sur la combinaison de l'étendue de contraintes de cisaillement $\Delta\tau$ et de l'étendue de contraintes de flexion $\Delta\sigma$ dans l'âme, sous forme d'une étendue de contraintes équivalente : $\Delta\sigma_{eq} = [\Delta\sigma^2 + \Delta\tau^2]^{0,5}$