ICS: 91.010.30 ; 91.080.10 ; 93.040

norme belge enregistrée

NBN EN 1993-2

2e éd., juin 2007

Indice de classement: B 52

Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 2: Ponts métalliques

Eurocode 3 - Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 2: Bruggen

Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges

Autorisation de publication: 19 décembre 2006

La présente norme européenne EN 1993-2:2006 a le statut d'une norme belge.

La présente norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français).

La présente norme européenne EN 1993-2:2006 a le statut d'une norme belge. La présente norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Cette norme européenne est diffusée par le NBN dans les délais imposés par le CEN. Cette norme ne peut être utilisée en Belgique qu'en combinaison avec son Annexe Nationale (ANB) qui fixe principalement la valeur des paramètres à déterminer au niveau national.

standards for .be

Bureau de Normalisation - Avenue de la Brabançonne 29 - 1000 Bruxelles - Belgique
Tél: +32 2 738 01 12 - Fax: +32 2 733 42 64 - E-mail: info@nbn.be - NBN Online: www.nbn.be
Banque 000-3255621-10 IBAN BE41 0003 2556 2110 BIC BPOT BEB1 TVA: BE 0880.857.592

© NBN 2007

Prix: groupe 29

ICS: 91.010.30 ; 91.080.10 ; 93.040

Geregistreerde Belgische norm

NBN EN 1993-2

2e uitg., juni 2007

Normklasse: B 52

Eurocode 3 - Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 2: Bruggen

Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 2: Ponts métalliques

Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges

Toelating tot publicatie: 19 december 2006

Deze Europese norm EN 1993-2:2006 heeft de status van een Belgische norm.

Deze Europese norm bestaat in drie officiële versies (Duits, Engels, Frans).

Deze Europese norm EN 1993-2:2006 heeft de status van een Belgische norm. Deze Europese norm bestaat in drie officiële versies (Duits, Engels, Frans). Deze Europese norm is door het NBN verspreid binnen de door de CEN opgelegde termijnen. Deze norm mag in België slechts samen met haar Nationale Bijlage (ANB) worden toegepast. Deze laatste legt hoofdzakelijk de waarden van de parameters vast die op nationaal vlak te bepalen zijn.

standards for .be

Bureau voor Normalisatie Brabançonnelaan 29 B-1000 Brussel België
Tel: +32 2 738 01 12 - Fax: +32 2 733 42 64 - E-mail: info@nbn.be - NBN Online: www.nbn.be
Bank 000-3255621-10 IBAN BE41 0003 2556 2110 BIC BPOT BEB1 BTW: BE 0880.857.592

© NBN 2007

Prijsgroep: 29

NORME EUROPÉENNE

EUROPÄISCHE NORM

EUROPEAN STANDARD

EN 1993-2

Octobre 2006

ICS 91.010.30; 91.080.10; 93.040

Remplace ENV 1993-2:1997

Version Française

Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 2: Ponts métalliques

Eurocode 3 - Bemessung und konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken

Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 9 janvier 2006.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne. Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

La présente Norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version dans une autre langue faite par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale et notifiée au Centre de Gestion, a le même statut que les versions officielles.

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

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION

Centre de Gestion: rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

© 2006 CEN Tous droits d'exploitation sous quelque forme et de quelque manière que ce soit réservés dans le monde entier aux membres nationaux du CEN.

Réf. n° EN 1993-2:2006 F

Sommaire

Page

Avant-propos 4

1 Généralités 10
1.1 Domaine d'application 10
1.2 Références normatives 10
1.3 Hypothèses 11
1.4 Distinction entre principes et règles d'application 11
1.5 Terminologie et définitions 11
1.6 Symboles 12
1.7 Conventions pour les axes des éléments 13

2 Bases du calcul 13
2.1 Exigences 13
2.2 Principes du calcul aux états-limites 14
2.3 Variables de base 14
2.4 Justification par la méthode des coefficients partiels 15
2.5 Conception assistée par essais 15

3 Matériaux 15
3.1 Généralités 15
3.2 Acier de construction 15
3.3 Dispositifs d'assemblage 16
3.4 Câbles et autres éléments tendus 17
3.5 Appareils d'appui 17
3.6 Autres composants des ponts 17

4 Durabilité 18

5 Analyse structurale 19
5.1 Modélisation structurale pour l'analyse 19
5.2 Analyse globale 19
5.3 Imperfections 20
5.4 Méthodes d'analyse prenant en considération les non-linéarités des matériaux 20
5.5 Classification des sections transversales 21

6 Etats limites ultimes 21
6.1 Généralités 21
6.2 Résistance des sections transversales 22
6.3 Résistance des éléments au flambement 25
6.4 Eléments composés comprimés 29
6.5 Voilement des plaques 29

7 Etats limites de service 30
7.1 Généralités 30
7.2 Modèles de calcul 31
7.3 Limitations des contraintes 31
7.4 Limitation de la respiration des âmes 32
7.5 Limites relatives aux gabarits de circulation 32
7.6 Limites relatives à l'aspect visuel 32
7.7 Critères de performance pour les ponts ferroviaires 33
7.8 Critères de performance pour les ponts routiers 33
7.9 Critères de performance pour les ponts piétonniers 34
7.10 Critères de performance pour les effets du vent 34
7.11 Accessibilité des détails d'assemblages et des surfaces 34
7.12 Evacuation 34

8 Fixations, soudures, attaches et assemblages **35**
8.1 Attaches par boulons, rivets ou axes d'articulation **35**
8.2 Attaches soudées **37**

9 Vérification à la fatigue **39**
9.1 Généralités **39**
9.2 Chargement de fatigue **40**
9.3 Coefficients partiels pour les vérifications à la fatigue **41**
9.4 Etendues de contrainte de fatigue **41**
9.5 Procédures d'évaluation de la fatigue **44**
9.6 Résistance à la fatigue **52**
9.7 Traitement après soudage **53**

10 Dimensionnement assisté par des essais **53**
10.1 Généralités **53**
10.2 Types d'essais **53**
10.3 Vérification des effets aérodynamiques sur les ponts par des essais **54**

Annexe A (informative) **Spécifications techniques pour les appareils d'appui** **55**
A.1 Domaine d'application **55**
A.2 Symboles **57**
A.3 Généralités **57**
A.4 Établissement du bordereau d'appareils d'appui **60**
A.5 Règles supplémentaires pour appareils d'appui spécifiques **71**

Annexe B (informative) **Spécifications techniques pour les joints de dilatation de ponts routiers** **73**
B.1 Domaine d'application **73**
B.2 Spécifications techniques **74**
B.3 Charges imposées et déplacements et rotations dus aux mouvements du pont **76**

Annexe C (informative) **Recommandations relatives aux dispositions constructives des tabliers de ponts métalliques** **77**
C.1 Ponts routiers **77**
C.2 Ponts ferroviaires **90**
C.3 Tolérances relatives aux produits semi-finis et à la fabrication **93**

Annexe D (informative) **Longueurs de flambement des éléments de ponts et hypothèses relatives aux imperfections géométriques** **103**
D.1 Généralités **103**
D.2 Treillis **103**
D.3 Ponts en arc **107**

Annexe E (informative) **Combinaison des effets des charges locales de roues et pneumatiques et des charges globales de circulation sur les ponts routiers** **114**
E.1 Règle de combinaison applicable aux effets des charges globales et locales **114**
E.2 Coefficient de combinaison **115**

Avant-propos

Le présent document (EN 1993-2:2006) a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 “Eurocodes structuraux”, dont le secrétariat est tenu par BSI.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en avril 2007, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

Le présent document remplace l’ENV 1993-2:1997.

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus de mettre cette Norme européenne en application : Allemagne, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République tchèque, Roumanie, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

Historique du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité. L'objectif du programme était l'élimination des obstacles techniques au commerce et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'action, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les Etats Membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité directeur comportant des représentants des Etats Membres, pilota le développement du programme Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 1980 à la première génération de codes européens.

En 1989, la Commission et les Etats membres de l'Union européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord[1)] entre la Commission et le CEN, de transférer à ce dernier, par une série de Mandats, la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite le statut de norme européenne (EN). Ceci établit de facto un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant de normes européennes (par exemple, la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les produits de construction - CPD - et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et les services publics, ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

EN 1990 Eurocode 0 : Base de calcul des structures

EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures

---

1) Accord entre la Commission des Communautés européennes et le Comité européen de normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le dimensionnement des ouvrages de bâtiment et de génie civil (BC/CEN/03/89).

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 ouvrages en maçonnerie

EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique

EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des instances de réglementation de chaque Etat membre et ont sauvegardé le droit de ceux-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions relevant de la réglementation en matière de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un Etat à l'autre.

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les Etats Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

— comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil 89/106/CEE, en particulier à l'Exigence Essentielle N°1 – Stabilité et résistance mécanique – et à l'Exigence Essentielle N°2 – Sécurité en cas d'incendie ;

— comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;

— comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où ils concernent les ouvrages eux-mêmes, ont une relation directe avec les Documents Interprétatifs[2)] visés à l'Article 12 de la DPC, bien qu'ils soient d'une nature différente de celle de la norme harmonisée de produit[3)]. En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul de structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ce cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

Normes nationales transposant les Eurocodes

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte de l'Eurocode (toutes Annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titre et d'un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale).

L'Annexe Nationale (informative) peut uniquement contenir seulement des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres déterminés au niveau national, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné ; il s'agit :

— de valeurs applicables aux coefficients partiels et/ou classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode,

— de valeurs à utiliser là où un seul un symbole est donné dans l'Eurocode,

— de données géographiques et climatiques propres à l'Etat Membre, par exemple carte des vents,

— de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode,

— des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

---

2) Selon l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent recevoir une forme concrète dans des Documents interprétatifs pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour normes européennes (EN) harmonisées et guides pour les agréments techniques européens (ATE), et ces agréments eux-mêmes.

3) Selon l'article 12 de la DPC, les documents interprétatifs doivent :

a) donner une forme concrète aux exigences essentielles en harmonisant la terminologie et les bases techniques et en indiquant, lorsque c'est nécessaire, des classes ou niveaux pour chaque exigence ;

b) indiquer des méthodes pour relier ces classes ou niveaux d'exigences avec les spécifications techniques, par exemple méthodes de calcul et d'essai, règles techniques pour la conception, etc. ;

c) servir de référence pour l'établissement de normes harmonisées et de guides pour agréments techniques européens.

Les Eurocodes, de facto, jouent un rôle similaire pour l'E.E 1 et une partie de l'E.E 2.

Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées pour les produits (EN et ATE)

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages[4]. En outre, il convient que toutes les informations accompagnant le marquage CE des produits de construction, se référant aux Eurocodes, fassent clairement apparaître quels Paramètres Déterminés au niveau national ont été pris en compte.

Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1993-2

L'EN 1993-2, qui est la deuxième partie parmi les six parties constitutives de l'EN 1993 – Calcul des structures en acier – décrit les principes et les règles d'application relatives à la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des structures en acier pour les ponts.

L'EN 1993-2 donne les règles de calcul complémentaires des règles génériques données dans l'EN 1993-1-1.

L'EN 1993-2 est destinée à être utilisée avec les Eurocodes EN 1990 – Bases de calcul, EN 1991 – Actions sur les structures, ainsi qu'avec les parties 2 de l'EN 1992 à l'EN 1998 lorsque celles-ci font référence aux structures en acier ou aux composants en acier des ponts.

Les points qui sont déjà traités dans ces documents ne sont pas repris dans la présente norme.

L'EN 1993-2 est destinée à être utilisée par :

— les comités qui rédigent des normes de produits, des normes d'essai et des normes d'exécution, ayant un rapport avec le calcul,

— les clients (par exemple pour formuler leurs exigences spécifiques),

— les concepteurs et les constructeurs,

— les autorités compétentes.

Des valeurs numériques applicables aux coefficients partiels et d'autres paramètres de fiabilité sont recommandés comme valeurs de base fournissant un niveau de fiabilité acceptable. Ces ont été établies en supposant qu'un niveau approprié de qualité d'exécution et de management de la qualité s'applique.

Annexe Nationale pour l'EN 1993-2

La présente norme donne des procédures alternatives et des valeurs, et recommande des classes, avec des Notes indiquant où des choix nationaux peuvent devoir être faits. C'est pourquoi il convient de doter la Norme Nationale transposant l'EN 1993-2 d'une Annexe Nationale contenant tous les Paramètres Déterminés au niveau National à utiliser pour le dimensionnement de structures en acier à construire dans le pays concerné.

Un choix national est autorisé dans l'EN 1993-2 aux paragraphes suivants :

— 2.1.3.2(1)

— 2.1.3.3(5)

— 2.1.3.4(1)

---

4) Voir le paragraphe 3.3 et l'article 12 de la DPC, ainsi que les paragraphes 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 du DI 1.

— 2.1.3.4(2)

— 2.3.1(1)

— 3.2.3(2)

— 3.2.3(3)

— 3.2.4(1)

— 3.4(1)

— 3.5(1)

— 3.6(1)

— 3.6(2)

— 4(1)

— 4(4)

— 5.2.1(4)

— 5.4.1(1)

— 6.1(1)P

— 6.2.2.3(1)

— 6.2.2.4(1)

— 6.3.2.3(1)

— 6.3.4.2(1)

— 6.3.4.2(7)

— 7.1(3)

— 7.3(1)

— 7.4(1)

— 8.1.3.2.1(1)

— 8.1.6.3(1)

— 8.2.1.4(1)

— 8.2.1.5(1)

— 8.2.1.6(1)

— 8.2.10(1)

— 8.2.13(1)

— 8.2.14(1)

— 9.1.2(1)

— 9.1.3(1)

— 9.3(1)P

— 9.3(2)P

— 9.4.1(6)

— 9.5.2(2)

— 9.5.2(3)

— 9.5.2(5)

— 9.5.2(6)

— 9.5.2(7)

— 9.5.3(2) (deux fois)

— 9.6(1) (deux fois)

— 9.7(1)

— A.3.3(1)P

— A.3.6(2)

— A.4.2.1(2)

— A.4.2.1(3)

— A.4.2.1(4)

— A.4.2.4(2)

— C.1.1(2)

— C.1.2.2(1)

— C.1.2.2(2)

— E.2(1)

1 Généralités

1.1 Domaine d'application

1.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 3

(1) Voir 1.1.1(1), (2), (3), (4), (5) et (6) de l'EN 1993-1-1.

1.1.2 Domaine d'application de la partie 2 de l'Eurocode 3

(1) L'EN 1993-2 fournit une base générale pour la conception et le calcul des ponts métalliques et des parties en acier des ponts à ossature mixte. Elle fournit des dispositions qui complètent, modifient ou remplacent les dispositions équivalentes données dans les différentes parties de l'EN 1993-1.

(2) Les critères de conception et de calcul relatifs aux ponts à ossature mixte sont traités dans l'EN 1994-2.

(3) Les dispositions relatives à la conception et au calcul des câbles à haute résistance et des pièces associées sont incluses dans l'EN 1993-1-11.

(4) La présente norme européenne ne traite que ce qui concerne la résistance, l'aptitude au service et la durabilité des structures de ponts. Les autres aspects de la conception ne sont pas traités.

(5) Pour l'exécution des structures de ponts métalliques, il convient de prendre en compte l'EN 1090.

NOTE Dans l'attente de la disponibilité de l'EN 1090, des indications provisoires sont données à l'Annexe C.

(6) L'exécution n'est traitée que dans la mesure nécessaire à la définition des qualités des matériaux et produits de construction, et à la définition de la qualité d'exécution requise compte tenu des hypothèses des règles de calcul.

(7) Les exigences particulières pour le calcul au séisme ne sont pas traitées. On se reportera aux exigences mentionnées dans l'EN 1998, qui complète et amende les règles de l'EN 1993-2 spécifiquement dans ce but.

1.2 Références normatives

(1) Les documents normatifs suivants contiennent des dispositions qui, par suite de la référence qui en est faite, constituent des dispositions de la présente norme européenne. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent pas. Les parties prenantes des accords fondés sur la présente norme européenne sont toutefois invitées à rechercher la possibilité d'appliquer les éditions les plus récentes des documents normatifs indiqués ci-après. Pour les références non datées, la dernière édition du document normatif auquel il est fait référence s'applique.

(2) Outre les références normatives données dans l'EN 1990 et l'EN 1993-1, les références suivantes s'appliquent :

EN 1090	*Exécution des structures en acier et des structures en aluminium*
EN 1337	*Appareils d'appui structuraux*
EN 10029:1991	*Tôles en acier laminées à chaud, d'épaisseur égale ou supérieure à 3 mm - Tolérances sur les dimensions, la forme et la masse*
EN 10164	*Aciers de construction à caractéristiques de déformation améliorées dans le sens perpendiculaire à la surface du produit - Conditions techniques de livraison*

EN ISO 5817 *Assemblages en acier, nickel, titane et leurs alliages soudés par fusion – Niveaux de qualité par rapport aux défauts*

EN ISO 12944-3 *Peintures et vernis - Protection contre la corrosion des structures en acier au moyen de systèmes de peintures de protection - Partie 3: Conception et dispositions constructives*

EN ISO 9013:2002 *Coupage thermique - Classification des coupes thermiques - Spécification géométrique des produits et tolérances relatives à la qualité*

EN ISO 15613 *Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Qualification sur la base d'un assemblage soudé de pré production*

EN ISO 15614-1 *Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage pour les matériaux métalliques - Épreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage - Partie 1 : soudage à l'arc et aux gaz des aciers et soudage à l'arc des nickels et alliages de nickel*

1.3 Hypothèses

(1) Voir 1.3(1) de l'EN 1993-1-1.

1.4 Distinction entre principes et règles d'application

(1) Voir 1.4(1) de l'EN 1993-1-1.

1.5 Terminologie et définitions

(1) Pour les besoins de la présente partie (2) de l'EN 1993, outre les définitions données dans l'EN 1990 et l'EN 1993-1, les définitions suivantes s'appliquent :

1.5.1
ponts
ouvrages de génie civil principalement destinés à supporter des charges de trafic ou de piétons au-dessus d'un obstacle naturel ou d'une ligne de communication

NOTE les ponts ferroviaires et les ponts supportant des canaux, des canalisations ou d'autres véhicules, tels que des aéronefs, sont également couverts.

1.5.2
culée
tout appui d'extrémité d'un pont ; une distinction est faite s'il y a lieu entre les culées rigides et les culées flexibles

NOTE une distinction est faite s'il y a lieu entre les culées rigides et les culées flexibles.

1.5.3
culée solidaire
culée assemblée au tablier sans aucun joint permettant le mouvement

1.5.4
pile
appui intermédiaire d'un pont, situé sous le tablier

1.5.5
appareil d'appui
dispositif structural situé entre la superstructure et une culée ou une pile du pont et transmettant les charges depuis le tablier vers la culée ou la pile

1.5.6
hauban
élément tendu qui relie le tablier d'un pont au(x) pylône(s) au-dessus du tablier

1.5.7
précontrainte
effet permanent résultant d'efforts contrôlés et / ou de déformations contrôlées appliqués au sein d'une structure

NOTE on distingue différents types de précontrainte selon le cas (tels que la précontrainte par câbles ou la précontrainte par déplacement imposé des appuis).

1.5.8
gabarit
hauteur libre disponible pour la circulation

1.5.9
respiration (des tôles)
déformation hors du plan d'une tôle résultant de l'application répétée de charges dans le plan

1.5.10
éléments structuraux secondaires
éléments structuraux qui ne font pas partie de la structure principale du pont

NOTE les éléments structuraux secondaires remplissent d'autres fonctions, tels les barrières de sécurité, parapets, échelles et trappes de visite.

1.6 Symboles

(1) Les symboles de l'EN 1990 et de l'EN 1993-1 s'appliquent. D'autres symboles sont donnés ci-après :

$\sigma_{Ed,ser}$, $\tau_{Ed,ser}$	contraintes nominales pour la combinaison de charges caractéristique
λ, λ_1, λ_2, λ_3, λ_4, λ_{max}, λ_{loc}, λ_{glo}	facteurs de dommage équivalent
$\varnothing_2$, $\varnothing_{loc}$, $\varnothing_{glo}$	coefficients d'impact de dommage équivalent
$\Delta\sigma_p$, $\Delta\sigma_{loc}$, $\Delta\sigma_{glo}$	étendues de contraintes pour la charge *p*
μ_k	valeur caractéristique du coefficient de frottement
γ_μ	facteur partiel pour le frottement
α	coefficient dépendant du type et du nombre d'appareils d'appui induisant des forces défavorables ou favorables
T_{0max}, T_{0min}, T_0	températures
ΔT_0, ΔT_K, ΔT_γ	différences de température
γ_T	facteur partiel pour la température
K, $K_{fondation}$, K_{pile}, K_{appui}	rigidité de ressort

S_d, S_T distance de glissement

(2) Des symboles additionnels sont définis dans le texte lors de leur première utilisation.

1.7 Conventions pour les axes des éléments

(1) Voir 1.7(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-1.

2 Bases du calcul

2.1 Exigences

2.1.1 Exigences de base

(1) Voir 2.1.1(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

2.1.2 Traitement de la fiabilité

(1) Voir 2.1.2(1) de l'EN 1993-1-1.

2.1.3 Durée de vie de calcul, durabilité et robustesse

2.1.3.1 Généralités

(1) Voir 2.1.3.1(1) de l'EN 1993-1-1.

(2)P La résistance à la fatigue des ponts doit être justifiée pour leur durée de vie de calcul.

2.1.3.2 Durée de vie de calcul

(1) Il convient de considérer la durée de vie de calcul comme la période pendant laquelle un pont doit servir à l'utilisation à laquelle il est destiné, compte tenu de l'entretien prévu mais sans réparation majeure.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut spécifier la durée de vie de calcul. Une durée de vie de calcul de 100 ans est recommandée pour un pont permanent.

NOTE 2 Pour les ponts temporaires, la durée de vie de calcul peut être indiquée dans les spécifications du projet.

(2) Pour les éléments structuraux qui ne peuvent être justifiés pour la durée de vie de calcul totale du pont, voir 2.1.3.3.

2.1.3.3 Durabilité

(1) Afin de garantir la durabilité, il convient de concevoir les ponts et leurs composants de manière à minimiser tout endommagement dû à une déformation excessive, à une détérioration, à la fatigue et aux actions accidentelles prévisibles au cours de la durée de vie de calcul.

(2) Il convient de concevoir les parties de la structure d'un pont auxquelles sont assemblés des glissières ou des parapets de manière à s'assurer que des déformations plastiques des glissières ou des parapets peuvent se produire sans endommager la structure.

(3) Lorsqu'un pont comprend des éléments qui doivent pouvoir être remplacés, voir 4(6), il convient de vérifier la possibilité de leur remplacement en toute sécurité, en tant que situation de projet transitoire.

(4) Il convient de réaliser les assemblages boulonnés permanents des éléments de structure du pont au moyen de boulons précontraints avec des assemblages de catégorie B ou C. En alternative, pour prévenir tout glissement, des boulons calibrés, des rivets ou des assemblages soudés peuvent être utilisés.

(5) L'utilisation de liaisons permettant la transmission des efforts par contact direct est possible sous réserve d'une vérification à la fatigue.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des recommandations supplémentaires pour des détails constructifs durables.

2.1.3.4 Robustesse et intégrité de la structure

(1) Il convient que la conception d'un pont assure, en cas d'endommagement d'un composant du fait d'actions accidentelles, que le reste de la structure puisse résister au moins à la combinaison de charges accidentelle dans des conditions raisonnables.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir des composants soumis à des situations de projet accidentelles, et donner des détails sur les justifications. Les suspentes, câbles, appareils d'appui, constituent des exemples de tels composants.

(2) Il convient de tenir compte des effets de la corrosion ou de la fatigue des composants par un choix approprié de dispositions constructives, voir aussi EN 1993-1-9 et EN 1993-1-10.

NOTE 1 L'EN 1993-1-9, section 3, fournit des méthodes de justification reposant sur les principes de tolérance aux dommages ou de durée de vie sure.

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut prescrire la méthode de justification à suivre pour la vérification à la fatigue.

NOTE 3 Pour des indications sur l'accessibilité, l'entretien et le contrôle, voir section 4.

2.2 Principes du calcul aux états-limites

(1) Voir 2.2(1) et (2) de l'EN 1993-1-1.

(3) Pour la limitation des dommages à l'état limite ultime, il convient d'utiliser des modèles d'analyse globale élastiques pour les situations de projet durables et transitoires, voir 5.4.

(4) Il convient d'obtenir la durée de vie en fatigue requise par une justification par calcul, ou un choix de dispositions constructives appropriés, voir Annexe C, ainsi que par les vérifications à l'état limite de service.

2.3 Variables de base

2.3.1 Actions et influences de l'environnement

(1) Il convient que les actions relatives au calcul des ponts soient celles définies dans l'EN 1991. Pour la combinaison des actions et des coefficients partiels des actions, voir l'Annexe A.2 de l'EN 1990.

NOTE 1 Pour les actions relatives aux tabliers métalliques des ponts routiers, voir Annexe E.

NOTE 2 Pour les actions non spécifiées dans l'EN 1991, voir l'Annexe Nationale.

(2) Voir 2.3(2), (3), (4) et (5) de l'EN 1993-1-1.

NOTE Pour les actions relatives aux appareils d'appui, voir Annexe A.

2.3.2 Propriétés des matériaux et des produits

(1) Voir 2.3.2(1) de l'EN 1993-1-1.

2.4 Justification par la méthode des coefficients partiels

(1) Voir 2.4.1(1), 2.4.2(1) et (2), 2.4.3(1) et 2.4.4(1) de l'EN 1993-1-1.

2.5 Conception assistée par essais

(1) Voir 2.5(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

3 Matériaux

3.1 Généralités

(1) Voir 3.1(1) et (2) de l'EN 1993-1-1.

3.2 Acier de construction

3.2.1 Propriétés des matériaux

(1) Voir 3.2.1(1) de l'EN 1993-1-1.

3.2.2 Exigences relatives à la ductilité

(1) Voir 3.2.2(1) et (2) de l'EN 1993-1-1.

3.2.3 Ténacité à la rupture

(1) Il convient que le matériau possède la ténacité requise pour éviter toute rupture fragile au cours de la durée de vie de calcul prévue de la structure.

(2) Aucune vérification supplémentaire relative à la rupture fragile n'est nécessaire si les conditions mentionnées dans l'EN 1993-1-10 sont remplies pour la température de service minimale.

NOTE 1 La température de service minimale à adopter dans le calcul peut être prise dans l'EN 1991-1-5.

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut spécifier des exigences supplémentaires selon l'épaisseur des tôles. Un exemple est donné dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 — Exemple d'exigences supplémentaires relatives à la ténacité du matériau de base

Exemple	Épaisseur nominale	Exigence supplémentaire
1	$t \leq 30$ mm	T_{27J} = -20 °C selon EN 10025
	$30 < t \leq 80$ mm	Acier à grain fin selon EN 10025, par ex. S355N/M
	$t > 80$ mm	Acier à grain fin selon EN 10025, par ex. S355NL/ML

(3) Pour les pièces comprimées, il convient d'adopter une ténacité minimale adéquate.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des indications sur le choix d'une ténacité pour les éléments comprimés. L'utilisation du Tableau 2.1 de l'EN 1993-1-10 avec $\sigma_{Ed} = 0{,}25\, f_y\,(t)$ est recommandée.

3.2.4 Propriétés dans le sens de l'épaisseur

(1) Il convient d'utiliser, lorsque nécessaire, de l'acier présentant des propriétés améliorées dans le sens de l'épaisseur conformes à l'EN 10164, voir EN 1993-1-10.

NOTE Lorsque des valeurs Z_{Ed} ont été déterminées conformément à l'EN 1993-1-10, le choix d'une classe de qualité selon l'EN 10164 peut être défini par l'Annexe Nationale. Le choix indiqué dans le Tableau 3.2 est recommandé.

Tableau 3.2 — Classe de qualité selon l'EN 10164

Valeur cible Z_{Ed}	Classe de qualité
$Z_{Ed} \leq 10$	–
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z25
$Z_{Ed} > 30$	Z35

3.2.5 Tolérances

(1) Il convient d'adopter des tolérances de dimension et de masse des profils laminés et des profils creux conformes à la norme de produit, à l'ATE (agrément technique européen) ou à l'ETAG (guide d'agrément technique européen) appropriés, à moins que des tolérances plus strictes ne soient spécifiées.

(2) Pour les composants soudés, il convient d'appliquer les tolérances spécifiées dans l'EN 1090.

(3) Voir 3.2.5(3) de l'EN 1993-1-1.

3.2.6 Valeurs de calcul des coefficients de matériaux

(1) Voir 3.2.6(1) de l'EN 1993-1-1.

3.3 Dispositifs d'assemblage

3.3.1 Fixations (attaches)

3.3.1.1 Boulons, écrous et rondelles

(1) Il convient que les boulons, écrous et rondelles soient conformes aux normes de référence figurant dans l'EN 1993-1-8, 2.8 : Groupe 4.

(2) Les règles définies dans cette partie s'appliquent aux boulons relevant des classes données dans le Tableau 3.3.

(3) Il convient d'adopter les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub}, indiquées dans le Tableau 3.3, comme valeurs caractéristiques pour les calculs.

Tableau 3.3 — Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} pour les boulons

Classe de boulon	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm^2)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm^2)	400	500	600	800	1000

3.3.1.2 Boulons précontraints

(1) Des boulons de construction à haute résistance de classes 8.8 et 10.9, conformes aux normes de référence données dans l'EN 1993-1-8, 2.8 : Groupe 4, peuvent être utilisés comme boulons précontraints en cas de serrage contrôlé mis en œuvre conformément aux normes de référence données dans l'EN 1993-1-8, 2.8 : Groupe 7.

3.3.1.3 Rivets

(1) Il convient que les propriétés des matériaux, les dimensions et les tolérances des rivets soient conformes aux normes de référence figurant dans l'EN 1993-1-8, 2.8 : Groupe 6.

3.3.1.4 Tiges d'ancrage

(1) Les nuances d'acier suivantes peuvent être utilisées pour les tiges d'ancrage :

— nuances d'acier conformes aux normes de référence données dans l'EN 1993-1-8, 2.8 : Groupe 1 ;

— nuances d'acier conformes aux normes de référence données dans l'EN 1993-1-8, 2.8 : Groupe 4 ;

— barres d'armature conformes à l'EN 10080.

Il convient que la limite d'élasticité nominale des boulons d'ancrage n'excède pas 640 N/mm^2.

3.3.2 Consommables de soudage

(1) Il convient que tous les consommables de soudage soient conformes aux normes de référence données dans l'EN 1993-1-8, 2.8 : Groupe 5.

(2) Il convient que les performances du métal d'apport ne soient pas inférieures aux valeurs correspondantes spécifiées pour la nuance du métal de base. Cela concerne :

— limite d'élasticité spécifiée ;

— résistance ultime en traction ;

— allongement à rupture ;

— énergie minimale Charpy V du métal d'apport.

3.4 Câbles et autres éléments tendus

(1) Pour les câbles et autres éléments tendus, voir EN 1993-1-11.

NOTE L'Annexe Nationale peut spécifier les types de câbles appropriés aux différents types de ponts.

3.5 Appareils d'appui

(1) Il convient que les appareils d'appui soient conformes à l'EN 1337.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant les types d'appareils d'appui appropriés.

3.6 Autres composants des ponts

(1) Il est recommandé que les joints de dilatation, glissières, parapets et autres accessoires soient conformes aux spécifications techniques appropriées.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant les types appropriés de joints de dilatation, glissières, parapets et autres accessoires.

(2) Il convient que le système de revêtement de surface du tablier, les produits utilisés et la méthode de mise en œuvre soient conformes aux spécifications techniques appropriées.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant le système de revêtement du tablier, les produits utilisés et la méthode de mise en œuvre appropriés aux ponts.

4 Durabilité

(1) Voir 4(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant les exigences relatives à l'accessibilité pour le contrôle et l'entretien.

(4) Pour les éléments ne pouvant pas être inspectés, il convient de les justifier à la fatigue (voir EN 1993-1-9), et de prévoir une surépaisseur appropriée vis-à-vis de la corrosion.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant l'étanchéité contre la corrosion, les mesures visant à assurer l'étanchéité à l'air des poutres-caissons ou une surépaisseur des surfaces inaccessibles.

(5) Il convient de conférer à la structure et à ses composants la résistance à la fatigue requise par :

— le calcul à la fatigue des détails constructifs conformément à (1), à (4), et à l'EN 1993-1-9, et les vérifications à l'état limite de service selon la section 7 ;

— des dispositions constructives appropriées, pour les tabliers à dalle orthotrope ;

— un choix des matériaux selon la section 3 ;

— une fabrication conforme à l'EN 1090.

(6) Il convient que les composants de l'ouvrage ne présentant pas une fiabilité suffisante pour la durée de vie de calcul du pont soient conçus pour être remplaçables. Ces éléments peuvent inclure :

— les haubans, câbles et suspentes ;

— les appareils d'appui ;

— les joints de dilatation ;

— les dispositifs de drainage ;

— les glissières, parapets ;

— le revêtement d'asphalte et autre couche de protection ;

— les brise-vent ;

— les écrans anti-bruit.

5 Analyse structurale

5.1 Modélisation structurale pour l'analyse

5.1.1 Modélisation structurale et hypothèses fondamentales

(1) Voir 5.1.1(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

(4) Pour la modélisation structurale et les hypothèses fondamentales relatives aux composants des ponts, voir l'EN 1993-1-1.

NOTE Pour les structures en plaques et les câbles, voir aussi l'EN 1993-1-5 et l'EN 1993-1-11.

5.1.2 Modélisation des assemblages

(1) Voir 5.1.2(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-1, et l'EN 1993-1-8.

(5) Pour les ponts, Il convient que le type d'assemblage et sa modélisation permettent de vérifier l'obtention de la résistance à la fatigue requise.

NOTE Des assemblages rigides, correspondant aux catégories de détails données dans l'EN 1993-1-9, conviennent pour assembler les éléments constitutifs des ponts, à l'exception des appareils d'appui, des articulations et des câbles.

5.1.3 Interaction sol-structure

(1) Voir 5.1.3(1) de l'EN 1993-1-1.

NOTE La rigidité des appuis peut être basée sur les caractéristiques de déformabilité des appareils d'appui, des piles et des fondations.

5.2 Analyse globale

5.2.1 Effets de la géométrie déformée de la structure

(1) Voir 5.2.1(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

(4) Les ponts et leurs composants peuvent faire l'objet d'une vérification par la théorie de premier ordre si le critère suivant est satisfait pour chaque section :

$$\alpha_{cr} \geq 10 \tag{5.1}$$

où α_{cr} est défini en 5.2.1(3) de l'EN 1993-1-1

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des indications pour la définition et le calcul de α_{cr}.

(5) Voir 5.2.1(5) et (6) de l'EN 1993-1-1.

5.2.2 Stabilité des ossatures

(1) Voir 5.2.2(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-1.

(5) Lorsque le comportement de l'ouvrage ou de ses composants est régi par le premier mode de flambement (un seul degré de liberté), les effets de second ordre M_{II} peuvent être calculés par l'application d'un coefficient aux moments de flexion M_I :

$$M_{II} = M_I \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{crit}}} \tag{5.2}$$

avec $\alpha_{cr} \geq 3$.

(6) Voir 5.2.2(7) et (8) de l'EN 1993-1-1.

5.3 Imperfections

5.3.1 Bases

(1) Voir 5.3.1(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

5.3.2 Imperfections pour l'analyse globale des ossatures

(1) Voir 5.3.2(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

NOTE 1 α_m s'applique aux piles si les contributions de diverses piles se cumulent (par exemple pour les piles formant une ossature à cadre avec la superstructure).

NOTE 2 Pour l'utilisation des imperfections des éléments, voir également l'Annexe D.

(4) Voir 5.3.2(6), (7), (8), (10) et (11) de l'EN 1993-1-1.

5.3.3 Imperfections pour l'analyse des systèmes de contreventement

(1) Voir 5.3.3(1), (2), (3), (4) et (5) de l'EN 1993-1-1.

5.3.4 Imperfections des éléments

(1) Voir 5.3.4(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

5.4 Méthodes d'analyse prenant en considération les non-linéarités des matériaux

5.4.1 Généralités

(1) Il convient de déterminer les sollicitations à l'aide d'une analyse élastique pour toutes les situations de projet durables et provisoires.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des indications concernant les cas possibles d'utilisation d'une analyse globale plastique pour les situations de projet accidentelles. Pour l'analyse plastique globale, voir 5.4 et 5.5 de l'EN 1993-1-1.

5.4.2 Analyse globale élastique

(1) Voir 5.4.2(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

(2) Lorsque toutes les sections sont de classe 1, les effets des différences de température, du retrait et des tassements d'appuis à l'état limite ultime peuvent être ignorés.

5.5 Classification des sections transversales

5.5.1 Bases

(1) Voir 5.5.1(1) de l'EN 1993-1-1.

5.5.2 Classification

(1) Voir 5.5.2(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9) et (10) de l'EN 1993-1-1.

6 Etats limites ultimes

6.1 Généralités

(1)P Les coefficients partiels γ_M , tels que définis en 2.4.3 de l'EN 1993-1-1, doivent être appliqués aux diverses valeurs caractéristiques de résistance considérées dans la présente section, et ce, de la manière suivante (voir: Tableau 6.1).

Tableau 6.1 — Coefficients partiels

a) résistance des éléments et des sections transversales :	
- résistance des sections transversales à une plastification excessive y compris le voilement local	γ_{M0}
- résistance des éléments à l'instabilité, évaluée par vérification des éléments	γ_{M1}
- résistance à la rupture des sections transversales tendues	γ_{M2}
b) résistance des assemblages	
- résistance des boulons - résistance des rivets - résistance des axes d'articulation - résistance des soudures - résistance à la pression diamétrale	γ_{M2}
- résistance au glissement - à l'état limite ultime (Catégorie C) - à l'état limite de service	 γ_{M3} $\gamma_{M3,ser}$
- résistance en pression diamétrale d'un boulon à injection	γ_{M4}
- résistance des joints des poutres à treillis de profils creux	γ_{M5}
- résistance des axes d'articulation à l'état limite de service	γ_{M6ser}
- précontrainte des boulons à haute résistance	γ_{M7}

NOTE 1 Pour le coefficient partiel de résistance du béton γ_c, voir l'EN 1992.

NOTE 2 Les coefficients partiels γ_{Mi} pour les ponts peuvent être définis dans l'Annexe Nationale. Les valeurs numériques suivantes sont recommandées :

γ_{M0} = 1,00

γ_{M1} = 1,10

γ_{M2} = 1,25
γ_{M3} = 1,25
$\gamma_{M3,ser}$ = 1,10
γ_{M4} = 1,10
γ_{M5} = 1,10
$\gamma_{M6,ser}$ = 1,00
γ_{M7} = 1,10

6.2 Résistance des sections transversales

6.2.1 Généralités

(1) Voir 6.2.1(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9) et (10) de l'EN 1993-1-1.

6.2.2 Propriétés des sections

6.2.2.1 Section transversale brute

(1) Voir 6.2.1.1(1) de l'EN 1993-1-1.

6.2.2.2 Aire nette

(1) Voir 6.2.2.2(1), (2), (3), (4) et (5) de l'EN 1993-1-1.

6.2.2.3 Effets du traînage de cisaillement

(1) Voir 6.2.2.3(1) et (2) de l'EN 1993-1-1, ainsi que 3.2 et 3.3 de l'EN 1993-1-5.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des indications concernant le traitement des effets du traînage de cisaillement à l'état limite ultime.

6.2.2.4 Caractéristiques efficaces des sections de classe 3 pour les âmes et de classe 1 ou 2 pour les semelles

(1) Voir 6.2.2.4(1) de l'EN 1993-1-1.

6.2.2.5 Effets du voilement local pour les sections transversales de classe 4

(1) Il convient de prendre en compte les effets du voilement local par l'une des deux méthodes suivantes de l'EN 1993-1-5 :

1. propriétés des sections transversales efficaces de classe 4, selon l'EN 1993-1-5, Section 4

2. limitation des niveaux de contrainte permettant d'obtenir les propriétés de sections transversales selon l'EN 1993-1-5, Section 10

NOTE L'Annexe Nationale peut recommander l'utilisation de l'une des deux méthodes. En cas d'utilisation de la méthode 2, l'Annexe Nationale peut donner des indications complémentaires.

6.2.2.6 Propriétés des sections transversales efficaces de classe 4

(1) Voir 6.2.2.5(1), (2), (3), (4) et (5) de l'EN 1993-1-1.

(2) Pour les limites de contrainte dans les profils creux circulaires conformes à la classe 3, voir l'EN 1993-1-6.

6.2.3 Traction

(1) Voir 6.2.3(1), (2), (3), (4) et (5) de l'EN 1993-1-1.

6.2.4 Compression

(1) Voir 6.2.4(1) de l'EN 1993-1-1.

(2) Il convient de déterminer la résistance de calcul des sections transversales pour une compression uniforme $N_{c,Rd}$ de la manière suivante :

a) sans voilement local :

$$N_{c,Rd} = \frac{A\, f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3} \tag{6.1}$$

b) en présence de voilement local :

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}\, f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de classe 4, ou} \tag{6.2}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A\, \sigma_{\text{limit}}}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour la méthode des contraintes limites} \tag{6.3}$$

où $\sigma_{\text{limit}} = \rho_x f_y$ est la contrainte limite de la partie la plus faible de la section transversale comprimée (voir 10(5) de l'EN 1993-1-5)

(3) Voir 6.2.4(3) et (4) de l'EN 1993-1-1.

6.2.5 Moment fléchissant

(1) Voir 6.2.5(1) de l'EN 1993-1-1.

(2) Il convient de déterminer la résistance de calcul en flexion par rapport à l'axe fort d'une section transversale de la manière suivante :

a) sans voilement local :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}\, f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de classe 1 et 2} \tag{6.4}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,\min}\, f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{pour les sections transversales de classe 3} \tag{6.5}$$

b) en présence de voilement local :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,\min} f_y}{\gamma_{M0}}$$ pour les sections transversales de classe 4 ou (6.6)

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,\min} \sigma_{\lim it}}{\gamma_{M0}}$$ pour la méthode des contraintes limites (6.7)

où $W_{el,min}$ et $W_{eff,min}$ sont les modules d'élasticité qui correspondent à la fibre soumise à la contrainte élastique maximale

σ_{limit} est la contrainte limite de la partie la plus faible de la section transversale côté compression (voir 2.4 de l'EN 1993-1-5)

(3) Voir 6.2.5(3), (4), (5) et (6) de l'EN 1993-1-1.

6.2.6 Effort tranchant

(1) Voir 6.2.6(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7) et (8) de l'EN 1993-1-1 et la section 5 de l'EN 1993-1-5.

6.2.7 Torsion

6.2.7.1 Généralités

(1) Pour les éléments soumis à la torsion, il convient de tenir compte à la fois des effets de torsion et de distorsion.

(2) Les effets de rigidité transversale dans la section transversale, ou des diaphragmes mis en place pour réduire les déformations dues à la distorsion, peuvent être pris en compte en considérant un modèle élastique approprié, soumis à l'effet combiné de la flexion, de la torsion et de la distorsion.

(3) Les effets de la distorsion dans les éléments peuvent être négligés lorsqu'ils n'excèdent pas, du fait de la rigidité transversale dans la section transversale et/ou des diaphragmes, 10 % des effets dus à la flexion.

(4) Il convient de justifier les diaphragmes pour les sollicitations dues à leur rôle de répartition des charges.

6.2.7.2 Torsion dans le cas où les effets de la distorsion peuvent être négligés

(1) Voir 6.2.7(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), et (9) de l'EN 1993-1-1.

6.2.8 Flexion, effort normal, effort tranchant et charges transversales

(1) L'interaction entre flexion, effort normal, effort tranchant et charges transversales peut être étudiée au moyen de l'une des deux méthodes suivantes :

1. Méthodes d'interaction données en 6.2.8 à 6.2.10.

NOTE Pour les effets du voilement local, voir l'EN 1993-1-5, Sections 4 à 7.

2. Interaction des contraintes selon le critère de plasticité donné en 6.2.1.

NOTE Pour les effets du voilement local, voir l'EN 1993-1-5, Section 10.

6.2.9 Flexion et effort tranchant

(1) Voir 6.2.8(1), (2), (3), (4), (5) et (6) de l'EN 1993-1-1.

6.2.10 Flexion et effort normal

6.2.10.1 Sections transversales de classe 1 et de classe 2

(1) Voir 6.2.9.1(1), (2), (3), (4), (5) et (6) de l'EN 1993-1-1.

6.2.10.2 Sections transversales de classe 3

(1) Voir 6.2.9.2(1) de l'EN 1993-1-1.

(2) Pour la prise en compte du voilement local, il convient de satisfaire, lorsque la méthode des contraintes limites est utilisée :

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{\sigma_{\text{limit}}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.8}$$

où il convient de déterminer σ_{limit} à partir de la section 10 de l'EN 1993-1-5

6.2.10.3 Sections transversales de classe 4

(1) Voir 6.2.9.3(1) et (2) de l'EN 1993-1-1.

6.2.11 Flexion, effort tranchant et effort normal

(1) Voir 6.2.10(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

6.3 Résistance des éléments au flambement

6.3.1 Eléments uniformes comprimés

6.3.1.1 Résistance au flambement

(1) Voir 6.3.1.1(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-1.

6.3.1.2 Courbes de flambement

(1) Voir 6.3.1.2(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-1.

6.3.1.3 Elancement pour le flambement par flexion

(1) Voir 6.3.1.3(1) et (2) de l'EN 1993-1-1.

6.3.1.4 Elancement pour le flambement par torsion et le flambement par flexion et torsion

(1) Voir 6.3.1.4(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

6.3.1.5 Utilisation des propriétés de sections de classe 3 avec limites de contrainte

(1) A la place des propriétés de sections de classe 4 données par les formules (6.48), (6.49), (6.51) et (6.53) de l'EN 1993-1-1, on peut utiliser des propriétés de sections de classe 3 conformes aux formules (6.47), (6.49), (6.50) et (6.52) de l'EN 1993-1-1 avec des limites de contrainte selon la Section 10 de l'EN 1993-1-5, voir 6.2.2.5.

6.3.2 Eléments uniformes soumis à la flexion

6.3.2.1 Résistance au flambement

(1) Voir 6.3.2.1(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-1.

6.3.2.2 Courbes de déversement – Cas général

(1) Voir 6.3.2.2(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

(4) Les effets de déversement peuvent être ignorés si l'élancement $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0{,}2$ ou si $\dfrac{M_{Ed}}{M_{crit}} \leq 0{,}04$.

6.3.2.3 Courbes de déversement pour les profilés laminés ou les PRS équivalents

(1) Voir 6.3.2.3(1) et (2) de l'EN 1993-1-1.

NOTE l'Annexe Nationale peut donner des indications complémentaires.

6.3.3 Eléments uniformes soumis à la flexion et à la compression

(1) A moins d'effectuer une analyse au second ordre en utilisant les imperfections indiquées en 5.3.2, il convient de vérifier la stabilité des éléments uniformes soumis à la compression et à la flexion dans le plan de flambement selon 6.3.3 ou 6.3.4 de l'EN 1993-1-1.

NOTE Par simplification, le critère suivant peut être utilisé au lieu de (6.61) donnée en 6.3.3 de l'EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{\dfrac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{C_{mi,0}\left(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}\right)}{\dfrac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0{,}9 \qquad (6.9)$$

où N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de compression

$M_{y,Ed}$ est la valeur de calcul du moment maximal par rapport à l'axe y-y de l'élément, calculée à l'aide d'une analyse au premier ordre et sans imperfections

$\Delta M_{y,Ed}$ est le moment dû au décalage de l'axe neutre selon 6.2.10.3

$C_{mi,0}$ est le coefficient de moment équivalent, voir Tableau A.2 de l'EN 1993-1-1,

χ_y est le coefficient de réduction pour le flambement par flexion, selon 6.3.1.

6.3.4 Méthode générale applicable au flambement latéral et au déversement des éléments

6.3.4.1 Méthode générale

(1) Voir 6.3.4(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-1.

6.3.4.2 Méthode simplifiée

(1) Voir 6.3.2.4(1) de l'EN 1993-1-1.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des limites d'application. Les valeurs $\overline{\lambda}_{c,0} = 0{,}2$ et $k_{fl} = 1{,}0$ sont recommandées.

(2) On peut justifier les membrures de treillis et les semelles comprimées soumises au flambement latéral en les modélisant comme des éléments soumis à l'effort de compression N_{Ed} et supportés par des appuis élastiques continus ou discrets modélisés par des ressorts.

NOTE 1 Des indications relatives à la détermination des rigidités des cadres en U sont données à l'Annexe D.2.4.

NOTE 2 Lorsque les membrures de treillis ou les semelles sont maintenues par des cadres en U, les éléments de ces cadres sont soumis à des forces dues à ce maintien et à l'interaction du cadre en U et des semelles ou des membrures. Lorsque les membrures de treillis ou les semelles sont maintenues du fait de la présence de cadres transversaux en U, il y a lieu de tenir compte de l'interaction entre ces éléments dans la détermination des sollicitations de flambement de la membrure.

(3) Le mode de flambement et l'effort normal critique de flambement N_{cr} peuvent être déterminés à partir d'une analyse de valeurs propres. Lorsque des ressorts continus servent à représenter des dispositifs de maintien en réalité discrets, il convient de ne pas considérer un effort critique de flambement supérieur à celui correspondant au flambement avec des nœuds au niveau des maintiens discrets.

(4) La vérification de la sécurité peut être effectuée selon 6.3.2 avec

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff}\ f_y}{N_{crit}}} \tag{6.10}$$

où A_{eff} est l'aire efficace de la membrure ;

N_{crit} est la l'effort critique déterminé avec A_{gross}.

(5) Pour les membrures comprimées ou les semelles inférieures des poutres continues entre appuis rigides, l'effet des imperfections initiales et les effets du second ordre sur un appui élastique peuvent être pris en compte en appliquant une force latérale supplémentaire F_{Ed} au droit de l'assemblage entre la membrure et l'appui élastique :

$$\begin{aligned} F_{Ed} &= \frac{N_{Ed}}{100} && si\ \ell_k \le 1{,}2\,\ell \\ F_{Ed} &= \frac{\ell}{\ell_k}\frac{N_{Ed}}{80}\frac{1}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{crit}}} && si\ \ell_k > 1{,}2\,\ell \end{aligned} \tag{6.11}$$

où $\ell_k = \pi\sqrt{\dfrac{EI}{N_{crit}}}$

ℓ est la distance entre appuis élastiques.

(6) Si l'effort de compression N_{Ed} est constant sur toute la longueur de la membrure, l'effort critique élastique N_{crit} peut être calculé à partir de

$$N_{crit} = m\, N_E \tag{6.12}$$

où $$N_E = \pi^2 \frac{EI}{L^2}$$

$$m = \frac{2}{\pi^2}\sqrt{\gamma}$$ mais sans être inférieur à 1,0.

$$\gamma = \frac{c\, L^4}{E\, I}$$

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

où L est la portée entre appuis rigides ;

ℓ est la distance entre appuis élastiques

C_d est la raideur des appuis élastiques, voir (2), Note 1.

Un maintien latéral d'une semelle comprimée peut être supposé rigide si sa rigidité satisfait

$$C_d > \frac{4N_E}{L} \tag{6.13}$$

où N_E sous réserve de déterminer l'effort critique en supposant des extrémités articulées.

(7) La procédure indiquée aux paragraphes (2) à (6) peut également être appliquée aux semelles des poutres comprimées lorsque A_{eff} défini en (4) est remplacé par

$$A_{eff} + \frac{A_{wc}}{3}$$

où A_{wc} est l'aire de la zone comprimée de l'âme. Dans le cas d'une section de classe 4, il convient de considérer les aires efficaces.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des indications complémentaires pour le cas où l'effort N_{Ed} n'est pas constant le long de la semelle. La méthode suivante est recommandée.

Pour la semelle inférieure d'une poutre continue et comportant des maintiens latéraux rigides à une distance L (voir Figure 6.1), le coefficient m donné dans la formule (6.12) peut être déterminé à partir de la plus petite des deux valeurs suivantes :

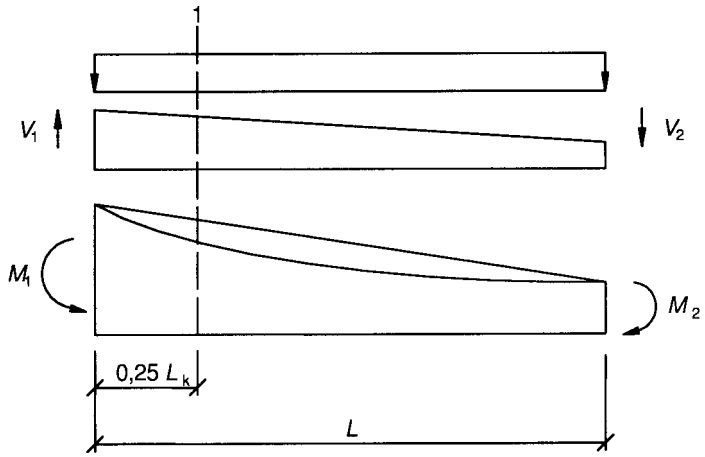
$$m = 1 + 0{,}44\,(1 + \mu)\,\varnothing^{1,5} + (3 + 2\,\varnothing)\,\gamma/(350 - 50\mu) \tag{6.14}$$

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

où $\mu = V_2/V_1$, voir Figure 6.1

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

Lorsque le signe du moment fléchissant change, la formule (6.14) peut être utilisée en toute sécurité avec $M_2 = 0$.



1 *section* de calcul

Figure 6.1 — Segment de poutre entre maintiens latéraux rigides avec variation parabolique du moment fléchissant

La vérification de la résistance au déversement selon 6.3.2.2 peut être effectuée à une distance 0,25 L_k de l'appui de moment maximal comme indiqué à la Figure 6.1, avec $L_k = L/\sqrt{m}$, à condition que la résistance de la section transversale soit également vérifiée au niveau de l'appui.

6.4 Eléments composés comprimés

(1) Voir section 6.4 de l'EN 1993-1-1.

6.5 Voilement des plaques

(1) Il convient d'appliquer les règles définies dans l'EN 1993-1-5 pour le voilement des parois d'une poutre reconstituée.

(2) Il convient d'effectuer la vérification du voilement des plaques à l'état limite ultime selon a) ou b) :

a) Il convient de déterminer les résistances aux contraintes normales de calcul, aux contraintes de cisaillement et aux forces transversales selon la Section 4, 5 ou 6 respectivement de l'EN 1993-1-5. De plus, il convient de satisfaire au critère d'interaction donné en Section 7 de l'EN 1993-1-5 ;

b) Méthode des contraintes réduites, sur la base des limites de contraintes résultant du voilement local selon la Section 10 de l'EN 1993-1-5.

NOTE Voir également 6.2.2.5.

(3) Pour les raidisseurs des âmes de poutre ou des tôles de platelage, comprimés et soumis en outre à des moments fléchissants additionnels dus à des charges transversales au plan de la plaque raidie, la stabilité peut être vérifiée selon 6.3.2.3.

7 Etats limites de service

7.1 Généralités

(1) Voir 7.1(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-1.

(4) Il convient de respecter les conditions suivantes relatives à l'état limite de service :

a) Comportement restreint au domaine élastique afin de limiter :

— toute plastification excessive, voir 7.3(1) ;

— les écarts par rapport à la géométrie prévue dûs aux déformations résiduelles, voir 7.3(1) ;

— les déformations excessives, voir 7.3(4).

b) Limitation des déplacements et courbures afin de prévenir :

— les impacts dynamiques indésirables dus au trafic (combinaison de limitations de déplacement et de fréquence propre), voir 7.7 et 7.8 ;

— le non-respect des gabarits requis, voir 7.5 ou 7.6 ;

— la fissuration des couches de revêtement, voir 7.8 ;

— l'endommagement des dispositifs d'évacuation, voir 7.12.

c) Limitation des fréquences propres, voir 7.8 et 7.9, afin :

— d'éviter des vibrations dues au trafic ou au vent inacceptables pour les piétons ou les occupants de véhicules franchissant l'ouvrage;

— de limiter les dommages dus à la fatigue provoqués par la mise en résonance ;

— de limiter toute émission de bruit excessive.

d) limitation de l'élancement des tôles, voir 7.4, afin de limiter :

— toute ondulation excessive des tôles ;

— la respiration des tôles;

— la perte de rigidité due au voilement des tôles, entraînant une augmentation des déplacements, voir EN 1993-1-5.

e) Durabilité accrue par des dispositions constructives appropriées en vue de réduire la corrosion et l'usure excessive, voir 7.11 ;

f) Facilité d'entretien et de réparation, voir 7.11 pour assurer :

— l'accessibilité des éléments de structure permettant l'entretien et l'inspection, la réfection (de la protection anti-corrosion et de la couche de roulement) ;

— le remplacement des appareils d'appui, ancrages, câbles, joints de dilatation, avec une interruption minimale de l'utilisation de l'ouvrage.

(5) Généralement, il convient de traiter les aspects relatifs à l'état limite de service par une conception d'ensemble adéquate, ou par des dispositions constructives appropriées. Toutefois, selon le cas, les états limites de service peuvent être justifiés par une évaluation numérique, par exemple pour le calcul des déplacements ou des fréquences propres de la structure.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant les exigences relatives au service pour certains types de ponts.

7.2 Modèles de calcul

(1) Il convient de déterminer les contraintes aux états limites de service à partir d'une analyse élastique linéaire, avec des propriétés de sections appropriées, voir EN 1993-1-5.

(2) Il convient que la modélisation de structure tienne compte de la répartition non uniforme des charges et des rigidités, due aux variations d'épaisseur des tôles, au raidissage etc.

(3) Il convient de déterminer les déplacements par une analyse élastique linéaire, avec les propriétés de sections appropriées, voir EN 1993-1-5.

NOTE Des modèles de calcul simplifiés peuvent être utilisés pour le calcul des contraintes sous réserve que les effets de la simplification placent du côté de la sécurité.

7.3 Limitations des contraintes

(1) Il convient de limiter les contraintes nominales $\sigma_{Ed,ser}$ et $\tau_{Ed,ser}$ résultant des combinaisons de charges caractéristiques, calculées en tenant compte des effets du traînage de cisaillement sur les semelles de grande largeur, ainsi que des effets secondaires dus aux déplacements (par exemple moments secondaires dans les treillis), comme suit :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{7.1}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\,\gamma_{M,ser}} \tag{7.2}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \tag{7.3}$$

NOTE 1 Il convient, le cas échéant, que les vérifications ci-dessus tiennent compte des contraintes σ_z dues aux charges transversales, voir EN 1993-1-5.

NOTE 2 L'annexe Nationale peut donner la valeur de γ_{Mser}. La valeur γ_{Mser} = 1,00 est recommandée.

NOTE 3 Les effets du voilement local peuvent être négligés dans les conditions indiquées dans l'EN 1993-1-5, 2.2(5).

(2) Il convient de limiter à 1,5 $f_y/\gamma_{M,ser}$ l'étendue de variation de contrainte nominale $\Delta\sigma_{fre}$ due à la combinaison de charges fréquente, voir EN 1993-1-9.

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

$$F_{b,Rd,ser} \leq 0{,}7\, F_{b,Rd} \tag{7.4}$$

où $F_{b,Rd}$ est la résistance à la pression diamétrale à l'état limite ultime.

(4) Pour les assemblages boulonnés précontraints de catégorie B résistant au glissement (résistant au glissement à l'état limite de service, voir EN 1993-1-8), il convient d'effectuer la justification à l'ELS pour la combinaison de charges caractéristique.

7.4 Limitation de la respiration des âmes

(1) Il convient de limiter l'élancement des âmes pleines afin d'éviter toute respiration excessive susceptible d'entraîner la fatigue au niveau ou à proximité des liaisons âmes-semelles.

NOTE L'Annexe Nationale peut définir des cas où la vérification de la respiration des âmes n'est pas nécessaire.

(2) La respiration de l'âme peut être négligée pour les panneaux d'âme ne comportant pas de raidisseurs longitudinaux ou pour les panneaux secondaires des âmes raidies, lorsque les critères suivants sont satisfaits :

$b/t \leq 30 + 4{,}0\,L$ mais $b/t \leq 300$ pour les ponts routiers (7.5)

$b/t \leq 55 + 3{,}3\,L$ mais $b/t \leq 250$ pour les ponts ferroviaires (7.6)

où L est la portée de la travée en m, sans être inférieur à 20 m.

(3) si le critère donné en (2) n'est pas satisfait, il convient de vérifier la respiration de l'âme comme suit :

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma\ \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1{,}1\,\tau_{x,Ed,ser}}{k_\tau\ \sigma_E}\right)^2} \leq 1{,}1 \qquad (7.7)$$

où $\sigma_{x,Ed,ser}$, $\tau_{Ed,ser}$ sont les contraintes correspondant à la combinaison de charges fréquente. Si les contraintes varient le long du panneau, voir la section 4.6(3) de l'EN 1993-1-5 ;

k_σ, k_τ sont les coefficients de voilement avec les bords du panneau supposés articulés, voir EN 1993-1-5 ;

$$\sigma_E = 190000\left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad [N/mm^2]\ ;$$

b_p est la plus petite valeur de a et b.

NOTE Pour des contraintes variant le long du panneau, voir l'EN 1993-1-5, 4.6(3).

7.5 Limites relatives aux gabarits de circulation

(1) Il convient qu'aucune partie de la structure n'engage les gabarits spécifiés sous les effets de la combinaison de charges caractéristique.

7.6 Limites relatives à l'aspect visuel

(1) Il convient d'envisager le recours à des contre-flèches de fabrication pour un aspect visuel de l'ouvrage satisfaisant.

(2) Il convient de tenir compte des effets des déformations d'effort tranchant, et du glissement sur les assemblages rivés ou boulonnés, dans l'évaluation des contre-flèches de fabrication.

(3) Il convient de prendre en compte un glissement de 0,2 mm dans les fixations par rivets ou par boulons calibrés. La prise en compte du glissement n'est pas nécessaire pour les boulons précontraints.

7.7 Critères de performance pour les ponts ferroviaires

(1) Il convient de prendre les critères spécifiques relatifs aux déplacements et aux vibrations dans les ponts ferroviaires dans l'EN 1991-2.

(2) Les exigences relatives à la limitation de l'émission de bruit peuvent être indiquées dans les spécifications du projet.

7.8 Critères de performance pour les ponts routiers

7.8.1 Généralités

(1) Il convient d'éviter les déformations excessives lorsqu'elles sont susceptibles :

— de gêner le trafic du fait d'une pente transversale excessive en cas de gel ;

— d'affecter les charges dynamiques sur le pont du fait de l'impact des roues ;

— d'affecter le comportement dynamique, entraînant ainsi une gêne pour les usagers ;

— d'entraîner des fissures des revêtements en asphalte ;

— de gêner l'évacuation de l'eau hors du tablier.

NOTE Pour les exigences de durabilité, voir l'Annexe C.

(2) Il convient de calculer les déformations en utilisant la combinaison de charges fréquente.

(3) Il convient de limiter les fréquences propres de vibration et les flèches du pont afin de prévenir toute gêne des usagers.

7.8.2 Limites de flèches afin d'éviter tout impact excessif du trafic

(1) Il convient de concevoir le tablier de sorte que son profil en long soit régulier sur toute sa longueur et qu'il n'y ait aucune variation soudaine de section transversale entraînant un phénomène d'impact. Il convient d'éviter les variations soudaines de la pente du tablier ainsi que les variations de niveau aux joints de dilatation. Il convient de calculer les poutres transversales aux extrémités du tablier de sorte que le déplacement n'excède pas :

— la limite spécifiée pour le bon fonctionnement du joint de dilatation ;

— 5 mm sous la charge fréquente, à moins que d'autres limites ne soient spécifiées pour le type particulier de joint de dilatation.

NOTE Des indications concernant la limite de flèche des joints de dilatation sont données à l'Annexe B.

(2) Lorsque la structure du tablier est soutenue de manière irrégulière (par exemple par des bracons supplémentaires au niveau des appuis intermédiaires), il est recommandé de calculer l'aire du tablier adjacente à ces appuis supplémentaires pour les coefficients d'impact modifiés donnés dans l'EN 1991-2 pour la surface proche des joints de dilatation.

7.8.3 Effets de résonance

(1) Il convient, s'il y a lieu, de prendre en compte la résonance mécanique. Lorsque les éléments de contreventement légers, haubans ou éléments similaires ont des fréquences propres qui sont proches d'une quelconque fréquence d'excitation mécanique due au passage régulier de véhicules au-dessus des joints du tablier, il convient d'envisager d'augmenter la rigidité ou de prévoir des amortisseurs, par ex. amortisseurs d'oscillation.

NOTE Des indications concernant les éléments supports de joints de dilatation sont données à l'Annexe B.

7.9 Critères de performance pour les ponts piétonniers

(1) Dans le cas des passerelles piétons et des ponts à pistes cyclables, il convient de réduire les vibrations susceptibles de provoquer une gêne pour les usagers, soit en agissant sur les fréquences propres du pont, soit en prévoyant des dispositifs d'amortissement appropriés.

7.10 Critères de performance pour les effets du vent

(1) Il convient de minimiser les vibrations des éléments élancés dues à une excitation par détachement tourbillonnaire afin de prévenir les contraintes répétées d'une ampleur susceptible d'engendrer de la fatigue.

NOTE Des indications relatives à la détermination des charges de fatigue dues à une excitation par détachement tourbillonnaire sont données dans l'EN 1991-1-4.

7.11 Accessibilité des détails d'assemblages et des surfaces

(1) Il convient d'adopter une conception et des dispositions constructives propres à minimiser le risque de corrosion et à permettre les opérations de contrôle et de maintenance, voir ISO 12944-3.

(2) Il convient que toutes les parties soient accessibles pour les opérations de contrôle, de nettoyage et de peinture. Lorsque de tels accès ne sont pas possibles, il convient que les parties inaccessibles soient étanches vis-à-vis de la corrosion (par exemple l'intérieur des caissons ou des parties creuses) ou soient réalisées en acier à résistance améliorée à la corrosion. Lorsque l'environnement ou l'accessibilité sont tels que la corrosion peut apparaître au cours de la durée de vie du pont, il convient que les dimensions des différentes pièces tiennent compte de cette possibilité, voir 4(4).

7.12 Evacuation

(1) Il convient que les tabliers soient étanches et que les surfaces des chaussées et des trottoirs soient rendues étanches afin de prévenir toute pénétration d'eau.

(2) Il convient que le système d'évacuation tienne compte de la pente du tablier ainsi que de l'emplacement, du diamètre et de la pente des tuyaux.

(3) Il convient que les évacuations des collecteurs renvoient l'eau à distance de la structure pour éviter les infiltrations.

(4) Il convient que les conduits d'évacuation soient conçus de manière à pouvoir facilement être nettoyés. Il convient que la distance entre les centres des tampons de regards figure sur les plans.

(5) Lorsque des conduits d'évacuation sont utilisés sur des ponts à poutres-caissons, il convient de prendre des dispositions pour prévenir toute accumulation d'eau à l'occasion d'une fuite ou d'une rupture des conduits.

(6) Pour les ponts routiers, il convient de disposer des collecteurs au droit des joints de dilatation, des deux côtés si nécessaire.

(7) Dans le cas des ponts ferroviaires jusqu'à une longueur de 40 m, et supportant des voies ballastées, il peut être admis que le tablier est auto-drainant vers les systèmes de drainage des culées, et qu'aucun dispositif d'évacuation supplémentaire n'est nécessaire le long du tablier.

(8) Il convient de prévoir l'évacuation de toutes les sections transversales fermées, à moins qu'elles ne soient entièrement étanches par soudage.

8 Fixations, soudures, attaches et assemblages

8.1 Attaches par boulons, rivets ou axes d'articulation

8.1.1 Catégories d'attaches boulonnées

8.1.1.1 Attaches en cisaillement

(1) Voir 3.4.1(1) de l'EN 1993-1-8.

8.1.1.2 Attaches tendues

(1) Voir 3.4.2(1) de l'EN 1993-1-8.

8.1.2 Positionnement des trous de boulons et de rivets

(1) Voir 3.5(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.1.3 Résistance individuelle de calcul des fixations

8.1.3.1 Boulons et rivets

(1) Voir 3.6.1(1), (2), (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9), (10), (11), (12), (13), (14), (15) et (16) de l'EN 1993-1-8.

8.1.3.2 Boulons injectés

8.1.3.2.1 Généralités

(1) Voir 3.6.2.1(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des informations sur l'utilisation des boulons injectés.

8.1.3.2.2 Résistance de calcul

(1) Voir 3.6.2.2(1), (2), (3), (4), (5) et (6) de l'EN 1993-1-8.

8.1.4 Groupes de fixations

(1) Voir 3.7(1) de l'EN 1993-1-8.

8.1.5 Assemblages longs

(1) Voir 3.8(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.1.6 Attaches résistant au glissement avec des boulons 8.8 et 10.9

8.1.6.1 Résistance au glissement

(1) Voir 3.9.1(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.1.6.2 Traction et cisaillement combinés

(1) Voir 3.9.2(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.1.6.3 Attaches hybrides

(1) Voir 3.9.3(1) de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des informations sur l'utilisation des attaches hybrides.

8.1.7 Déductions pour trous de fixations

8.1.7.1 Généralités

(1) Voir 3.10.1(1) de l'EN 1993-1-8.

8.1.7.2 Calcul du cisaillement de bloc

(1) Voir 3.10.2(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-8.

8.1.7.3 Cornières assemblées par une seule aile et autres éléments tendus attachés de façon dissymétrique

(1) Voir 3.10.3(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.1.7.4 Pattes d’attache

(1) Voir 3.10.4(1), (2), (3), (4), (5) et (6) of EN 1993-1-8.

8.1.8 Effet de levier

(1) Voir 3.11(1) de l'EN 1993-1-8.

8.1.9 Répartition des efforts entre fixations à l'état limite ultime

(1) Lorsqu'un moment est appliqué à une attache, il convient que la répartition des efforts soit proportionnelle à la distance par rapport au centre de rotation.

(2) Voir 3.12(3) de l'EN 1993-1-8.

8.1.10 Attaches par axes d’articulation

8.1.10.1 Généralités

(1) Voir 3.13.1(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-8.

8.1.10.2 Calcul des axes d’articulation

(1) Voir 3.13.2(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-8.

8.2 Attaches soudées

8.2.1 Géométrie et dimensions

8.2.1.1 Type de soudure

(1) Voir 4.3.1(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.2.1.2 Soudures d'angle

8.2.1.2.1 Généralités

(1) Voir 4.3.2.1(1), (2), (3), (4), (5) et (6) of EN 1993-1-8.

8.2.1.2.2 Soudures discontinues

(1) Les soudures d'angle discontinues ne doivent pas être utilisées pour les ponts, lorsqu'elles sont susceptibles d'entraîner la formation de poches de rouille.

NOTE Lorsque l'assemblage est protégé contre les intempéries, par exemple à l'intérieur des poutres en caisson, les soudures d'angle discontinues sont admises.

8.2.1.3 Soudures en entaille

(1) Voir 4.3.3(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-8.

8.2.1.4 Soudures bout à bout

(1) Voir 4.3.4(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des informations concernant l'utilisation de soudures bout à bout à pénétration partielle.

8.2.1.5 Soudures en bouchon

(1) Voir 4.3.5(1) de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des informations supplémentaires sur l'utilisation des soudures en bouchon.

(2) Voir 4.3.5(2), (3), (4) et (5) de l'EN 1993-1-8.

8.2.1.6 Soudures sur bords tombés

(1) Voir 4.3.6(1) de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des informations supplémentaires sur l'utilisation des soudures sur bords tombés.

8.2.2 Soudures avec fourrures

(1) Voir 4.4(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-8.

8.2.3 Résistance de calcul d'une soudure d'angle

(1) Pour la résistance de calcul des soudures d'angle voir 4.5 de l'EN 1993-1-8.

8.2.4 Résistance de calcul des soudures d'angle en entaille

(1) Voir 4.6(1) de l'EN 1993-1-8.

8.2.5 Résistance de calcul des soudures bout à bout

8.2.5.1 Soudures bout à bout à pleine pénétration

(1) Voir 4.7.1(1) de l'EN 1993-1-8.

8.2.5.2 Soudures bout à bout à pénétration partielle

(1) Voir 4.7.2(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-8.

8.2.5.3 Assemblages bout à bout en T

(1) Voir 4.7.3(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.2.6 Résistance de calcul des soudures en bouchon

(1) Voir 4.8(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

8.2.7 Répartition des efforts

(1) Voir 4.9(1), (2), (3), (4), (5) et (6) of EN 1993-1-8.

8.2.8 Attaches sur des semelles non raidies

(1) Voir 4.10(1), (2), (3), (4), (5) et (6) of EN 1993-1-8.

8.2.9 Assemblages longs

(1) Voir 4.11(1), (2), (3) et (4) de l'EN 1993-1-8.

8.2.10 Cordons d'angle uniques ou soudures bout à bout d'un seul côté à pénétration partielle soumis à une charge excentrée

(1) Voir 4.12(1) et (2) de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications supplémentaires concernant l'utilisation des cordons d'angle uniques ou des soudures bout à bout à pénétration partielle d'un seul côté soumis à une charge excentrée.

8.2.11 Cornières attachées par une seule aile

(1) Voir 4.13(1), (2) et (3) de l'EN 1993-1-8.

8.2.12 Soudage dans les zones formées à froid

(1) Voir 4.14(1) de l'EN 1993-1-8.

8.2.13 Analyse des assemblages de profils en H et en I

(1) Pour l'analyse des assemblages de profils en H et en I à l'état limite ultime, voir Sections 5 et 6 de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications supplémentaires concernant l'utilisation des assemblages de profils en H et en I.

8.2.14 Assemblages de profils creux

(1) Pour l'analyse des assemblages de profils creux à l'état limite ultime, voir Section 7 de l'EN 1993-1-8.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications supplémentaires concernant l'utilisation des assemblages de profils creux.

9 Vérification à la fatigue

9.1 Généralités

9.1.1 Exigences relatives à la vérification à la fatigue

(1) Il convient d'effectuer une vérification à la fatigue pour toutes les zones critiques conformément à l'EN 1993-1-9.

(2) La vérification à la fatigue est sans objet pour :

— les ponts piétonniers, les ponts supportant des canaux ou autres ponts essentiellement soumis à un chargement statique, à moins que ces ouvrages, ou leurs parties constitutives, ne soient susceptibles d'être excités par les charges de vent ou par les piétons.

— les parties des ponts ferroviaires ou routiers qui ne sont ni soumises à des contraintes dues à la circulation ni susceptibles d'être excitées par les charges de vent.

9.1.2 Vérification à la fatigue des ponts routiers

(1) Il convient d'effectuer des vérifications à la fatigue pour tous les composants d'un pont à moins que les dispositions constructives ne soient conformes aux exigences courantes relatives à la durabilité, établies sur la base de l'expérimentation.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant les conditions dans lesquelles aucune vérification à la fatigue n'est nécessaire.

(2) Il convient d'effectuer les vérifications à la fatigue au moyen de la procédure indiquée dans la présente Section et dans l’EN 1993-1-9.

9.1.3 Vérification à la fatigue des ponts ferroviaires

(1) Il convient de réaliser les vérifications à la fatigue pour tous les éléments structuraux, y-compris les composants mentionnés en (2).

NOTE Les éléments pour lesquels aucun contrôle n'est nécessaire peuvent être indiqués dans l'Annexe Nationale.

(2) Il convient de vérifier les composants suivants du tablier :

1. pour les tabliers avec raidisseurs longitudinaux et poutres transversales

— platelage

— raidisseurs

— poutres transversales

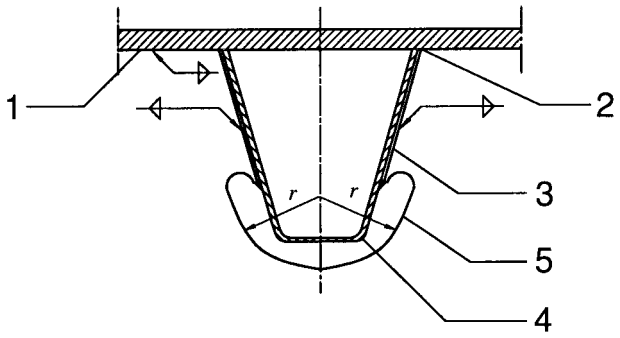
— assemblages entre raidisseurs et poutres transversales

2. pour les tabliers avec raidisseurs transversaux uniquement

— platelage

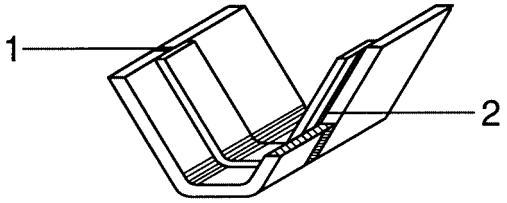
— raidisseurs

(3) Pour les zones critiques soumises aux vérifications à la fatigue voir Figure 9.1, Figure 9.2 et Tableau 9.8.



1 zone 1
2 zone 2
3 zone 3
4 zone 4 (raboutage)
5 zone 5

Figure 9.1 — Zones critiques en fatigue, voir également Tableau 9.8



1 soudure bout à bout
2 soudure de pointage continue sur toute la longueur de la latte de soudage

Figure 9.2 — Raidisseurs avec coquilles d'assemblage et latte de soudage métalliques

9.2 Chargement de fatigue

9.2.1 Généralités

(1) Il convient de se reporter à l'EN 1991-2 pour le chargement de fatigue dû au trafic.

(2) Il convient de se reporter à l'EN 1991-1-4 pour les charges de fatigue dues aux excitations par le vent des éléments élancés.

9.2.2 Modèle simplifié de chargement de fatigue pour les ponts routiers

(1) Pour la vérification à la fatigue des ponts routiers, il convient d'appliquer le modèle de chargement de fatigue 3 (modèle à véhicule unique) conjointement aux données relatives au trafic spécifiées pour le pont, conformément à l'EN 1991-2.

NOTE Voir également 9.4.1(6).

9.2.3 Modèle simplifié de chargement de fatigue pour les ponts ferroviaires

(1) Pour la vérification à la fatigue des ponts ferroviaires, il convient d'utiliser les valeurs caractéristiques pour le modèle de chargement 71, y compris le coefficient dynamique $\varnothing_2$, conformément à l'EN 1991-2.

9.3 Coefficients partiels pour les vérifications à la fatigue

(1)P γ_{Ff} doit être utilisé comme coefficient partiel pour les charges de fatigue.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir la valeur de γ_{Ff}. La valeur γ_{Ff} = 1,0 est recommandée.

(2)P γ_{Mf} doit être utilisé comme coefficient partiel pour la résistance à la fatigue.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir les valeurs de γ_{Mf}. Les valeurs données dans le Tableau 3.1 de l'EN 1993-1-9 sont recommandées.

9.4 Etendues de contrainte de fatigue

9.4.1 Généralités

(1) Dans le cas du chargement de fatigue simplifié spécifié en 9.2.2ou 9.2.3, la procédure suivante peut être utilisée pour déterminer l'étendue de contrainte de calcul.

(2) Il convient de déterminer la contrainte maximale $\sigma_{P,max}$ et la contrainte minimale $\sigma_{P,min}$ en considérant les surfaces d'influence.

(3) Il convient de déterminer l'étendue de contrainte de référence $\Delta\sigma_p$ pour la détermination des effets du spectre d'étendues de contrainte, au moyen de :

$$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} | \tag{9.1}$$

(4) Les effets du spectre d'étendues de contrainte peuvent être représentés par l'étendue de contrainte équivalente correspondant à 2 ×10^6 cycles :

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda\varnothing_2\Delta\sigma_p \tag{9.2}$$

où λ représente le coefficient d'équivalence de dommage tel que défini en 9.5 ;

$\varnothing_2$ représente le coefficient d'impact équivalent.

(5) Pour les ponts ferroviaires, il convient de prendre la valeur de $\varnothing_2$ donnée dans l'EN 1991-2. Pour les ponts routiers, $\varnothing_2$ peut être pris égal à 1,0, dans la mesure où il est inclus dans le modèle de chargement de fatigue.

(6) En alternative à la procédure indiquée ci-dessus, les spectres de contraintes de fatigue peuvent être obtenus à partir de l'évaluation des historiques de contraintes résultant des véhicules du chargement de fatigue selon les spécifications de l'EN 1991-2, voir l'EN 1993-1-9.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications sur l'utilisation de l'EN 1991-2.

9.4.2 Analyse à la fatigue

9.4.2.1 Raidisseurs longitudinaux

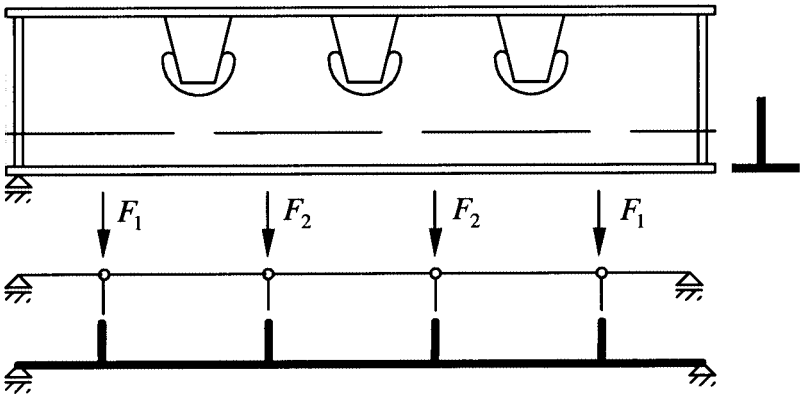
(1) Il convient d'analyser les raidisseurs longitudinaux à l'aide d'un modèle structural complet, ou, par simplification, comme des poutres continues sur appuis élastiques.

NOTE Pour les ponts ferroviaires, les raidisseurs longitudinaux peuvent être étudiés en tant que poutres continues sur appuis élastiques.

9.4.2.2 Poutres transversales

(1) Il convient de tenir compte de l'influence des découpes dans l'analyse des poutres transversales.

NOTE Lorsque les poutres transversales comportent des découpes telles qu'indiquées à la Figure 9.3, les sollicitations peuvent être déterminées à l'aide d'un modèle Vierendeel (dans lequel le tablier supérieur et une partie de la poutre transversale sous les découpes constituent les semelles et les surfaces entre les découpes constituent les montants).



F_i action sur l'âme entre les découpes

Figure 9.3 — Modèle Vierendeel pour une poutre transversale

(2) Il convient que l'analyse de ce modèle tienne compte des éléments suivants :

1. de l'assemblage de la poutre transversale avec les raidisseurs transversaux des âmes des poutres principales, l'ensemble constituant un cadre transversal ;

2. de la contribution des déformations des composants des poutres Vierendeel, du fait des moments fléchissants, des efforts axiaux et des efforts tranchants, à la déformation générale ;

3 des effets du cisaillement entre le platelage supérieur et l'âme de la poutre transversale sur les contraintes normales et les contraintes de cisaillement au niveau de la section critique représentée à la Figure 9.4 ;

4. des effets de l'application locale des charges par les raidisseurs sur l'âme ;

5. de la superposition des contraintes de cisaillement horizontal et vertical au niveau de la section représentée à la Figure 9.4.

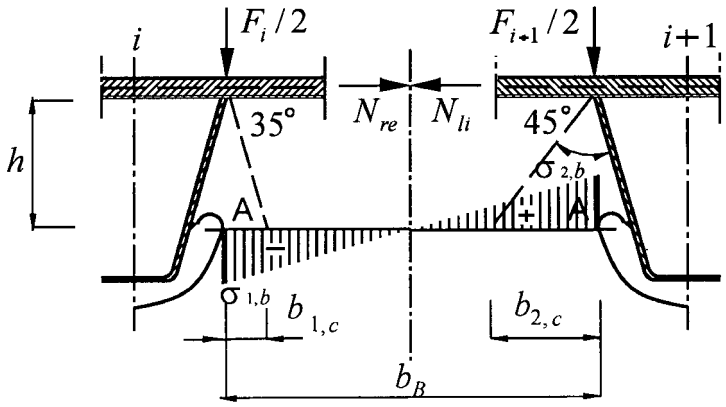


Figure 9.4 — Répartition des contraintes au niveau d'une découpe

(3) Les contraintes normales exercées sur la section critique représentée à la Figure 9.4 peuvent être déterminées comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_{1b} + \sigma_{1c} \tag{9.3}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{2b} + \sigma_{2c} \tag{9.4}$$

où $-\sigma_{1b} = +\sigma_{2b} = \dfrac{M_{Ed}}{W}$ sont les contraintes de flexion (9.5)

$\sigma_{1c} = -\dfrac{F_i}{2A_{ic}}$ et $\sigma_{2c} = -\dfrac{F_{i+1}}{2A_{2c}}$ sont les contraintes de compression dues à l'application d'une charge locale par les raidisseurs. (9.6)

$$W = \frac{1}{6}\, t\, b_B^2$$

$$A_{1c} = b_{1c}\ t$$

$$A_{2c} = b_{2c}\ t$$

V_{Ed} est l'effort de cisaillement horizontal

$M_{Ed} = V_{Ed}\ h$ est le moment fléchissant exercé sur la section critique

F_i, F_{i+1} sont les charges introduites par les raidisseurs

t est l'épaisseur de l'âme

(4) En l'absence de découpes, les contraintes exercées sur la section critique peuvent être déterminées en considérant une poutre dont les semelles sont constituées des âmes des raidisseurs avec une largeur efficace $b_{eff} = 5\,t_{w,st}$, où $t_{w,st}$ est l'épaisseur des raidisseurs.

9.5 Procédures d'évaluation de la fatigue

9.5.1 Evaluation de la fatigue

(1) Il convient d'effectuer la vérification de la fatigue de la manière suivante :

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \tag{9.7}$$

et

$$\gamma_{Ff}\ \Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} \tag{9.8}$$

9.5.2 Coefficients d'équivalence de dommage λ pour les ponts routiers

(1) Il convient de déterminer le coefficient d'équivalence de dommage λ pour les ponts routiers dont les portées n'excèdent pas 80 m à l'aide de :

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \qquad \text{avec } \lambda \leq \lambda_{max} \tag{9.9}$$

où λ_1 est le coefficient qui rend compte de l'effet du trafic en fonction de la longueur de la ligne ou de la surface d'influence critique ;

λ_2 est le coefficient qui rend compte du volume du trafic ;

λ_3 est le coefficient qui rend compte de la durée de vie de calcul du pont ;

λ_4 est le coefficient qui rend compte du trafic sur les autres voies ;

λ_{max} est la valeur λ maximale tenant compte de la limite de fatigue, voir (8).

(2) Pour déterminer λ_1, la longueur critique de la ligne ou de la surface d'influence peut être prise comme suit :

a) pour les moments :

— pour une travée isostatique, la portée L_i ;

— à mi-portée d'une travée continue, voir Figure 9.7, la longueur L_i de la travée considérée ;

— aux appuis d'une travée continue, voir Figure 9.7, la moyenne des deux portées L_i et L_j adjacentes à l'appui considéré;

— pour les poutres transversales portant des raidisseurs, la somme des deux portées adjacentes des raidisseurs portés par la poutre transversale ;

b) pour l'effort tranchant dans une travée isostatique (et dans une travée continue) :

— pour une section d'appui, voir Figure 9.7, la portée considérée L_i ;

— pour la section à mi-portée, voir Figure 9.7, 0,4 × la portée considérée L_i ;

c) pour les réactions d'appui :

— pour un appui d'extrémité, la portée considérée L_i ;

— pour les appuis intermédiaires, la somme des deux portées adjacentes $L_i + L_j$;

d) pour les ponts en arc :

— pour les suspentes, deux fois la longueur des suspentes ;

— pour l'arc, la moitié de la portée de l'arc.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner les coefficients appropriés λ_1. L'utilisation des valeurs données à la Figure 9.5 est recommandée.

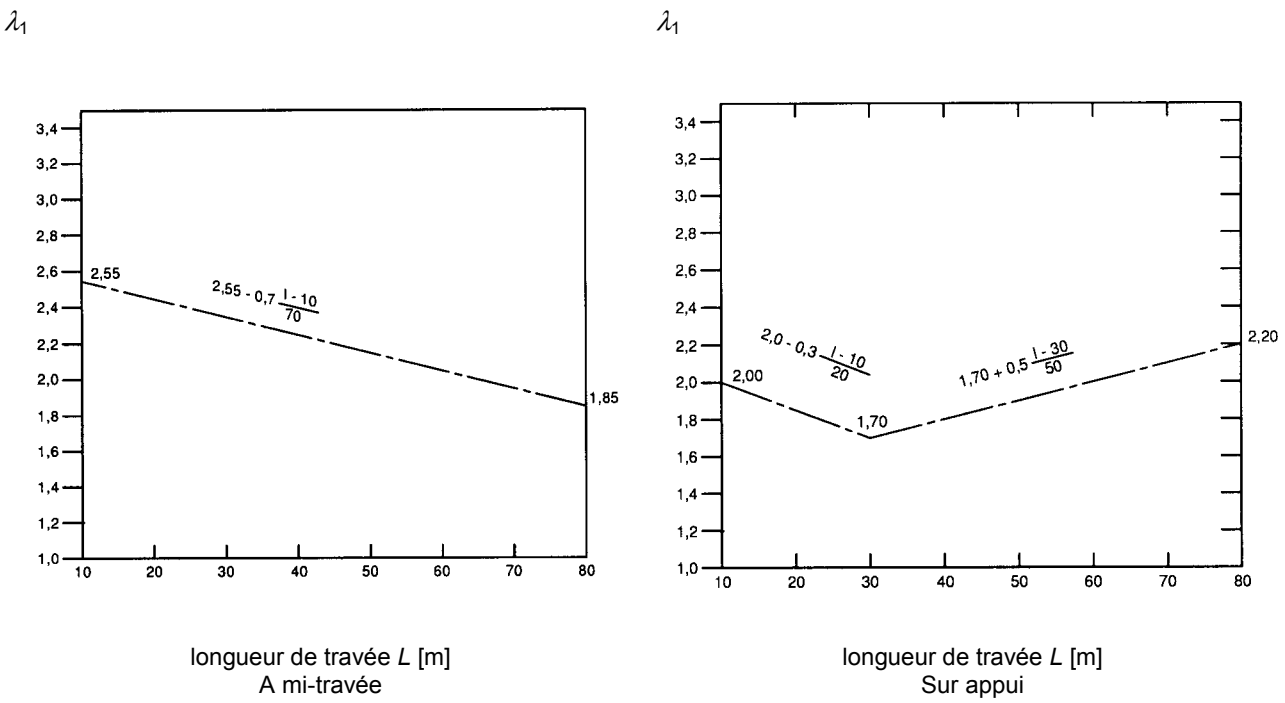


Figure 9.5 — λ_1 pour les moments dans les ponts routiers

(3) Il convient de déterminer λ_2 comme suit :

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0}\left(\frac{N_{Obs}}{N_0}\right)^{1/5} \tag{9.10}$$

où Q_{m1} est le poids moyen (kN) des poids-lourds circulant sur la voie lente, obtenu à partir de :

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Q_0 = 480 kN

$N_0 = 0{,}5 \times 10^6$

N_{Obs} est le nombre total annuel des poids-lourds circulant sur la voie lente, voir 9.2.2(2) ;

Q_i est le poids (en kN) du poids-lourd *i* circulant sur la voie lente, tel que spécifié par l'autorité compétente ;

n_i est le nombre de poids-lourds de poids Q_i circulant sur la voie lente, tel que spécifié par l'autorité compétente.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des indications concernant λ_2.

(4) Pour des valeurs données de Q_{m1} et N_{Obs}, λ_2 peut être tiré du Tableau 9.1.

Tableau 9.1 — λ_2

Q_{m1}	N_{Obs}							
	$0{,}25\times10^6$	$0{,}50\times10^6$	$0{,}75\times10^6$	$1{,}00\times10^6$	$1{,}25\times10^6$	$1{,}50\times10^6$	$1{,}75\times10^6$	$2{,}00\times10^6$
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

(5) Il convient de déterminer λ_3 comme suit :

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5} \tag{9.11}$$

où t_{Ld} est la durée de vie de calcul du pont en années.

Tableau 9.2 — 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

NOTE La durée de vie de calcul du pont t_{Ld} peut être spécifiée dans l'Annexe Nationale. Le choix de t_{Ld} = 100 ans est recommandé.

(6) Il convient de déterminer λ_4 comme suit :

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1}\left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}}\right)^5 + \frac{N_3}{N_1}\left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}}\right)^5 + \cdots + \frac{N_k}{N_1}\left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}}\right)^5\right]^{1/5} \tag{9.12}$$

où k est le nombre de voies supportant un trafic de poids lourds ;

N_j est le nombre de poids-lourds par an sur la voie j ;

Q_{mj} est le poids moyen des poids-lourds sur la voie j ;

η_j est la valeur de la ligne d'influence au centre de la voie j pour la sollicitation qui produit l'étendue de contrainte, à utiliser dans l'équation (9.12) avec un signe positif.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des indications concernant λ_4.

(7) Il convient de déterminer le coefficient λ_{max} à partir des spectres de contrainte de fatigue appropriés.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner les coefficients λ_{max}. L'utilisation du coefficient λ_{max} donné à la Figure 9.6 est recommandée.

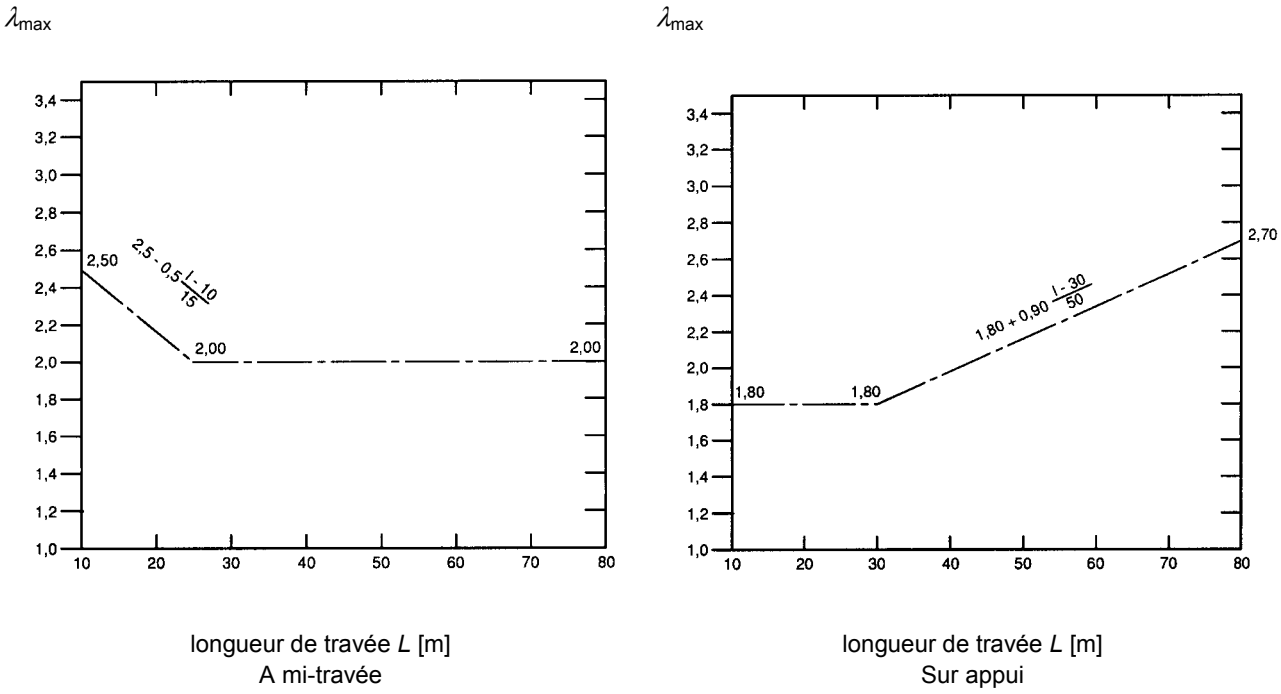


Figure 9.6 — λ_{max} pour les moments dans les ponts routiers

9.5.3 Coefficients d'équivalence de dommage λ pour les ponts ferroviaires

(1) Il convient de déterminer le coefficient d'équivalence de dommage λ pour les ponts ferroviaires dont les portées n'excèdent pas 100 m à l'aide de :

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 \qquad \text{avec } \lambda \leq \lambda_{max} \tag{9.13}$$

où λ_1 est le coefficient qui rend compte de l'effet du trafic en fonction de la longueur de la ligne ou de la surface d'influence ;

λ_2 est le coefficient qui rend compte du volume du trafic ;

λ_3 est le coefficient qui rend compte de la durée de vie de calcul du pont ;

λ_4 est le coefficient à appliquer lorsque l'élément de structure est chargé par au moins deux voies ;

λ_{max} est la valeur λ maximale tenant compte de la limite de fatigue, voir (9).

(2) λ_1 peut être lu dans les Tableaux 9.3 et 9.4.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut donner des indications supplémentaires sur l'utilisation des Tableaux 9.3 et 9.4.

NOTE 2 Les valeurs données pour la circulation mixte dans les Tableaux 9.3 et 9.4 correspondent à la combinaison des types de trains figurant dans l'Annexe F de l'EN 1991-2.

NOTE 3 Pour les lignes comportant des combinaisons de types de trains autres que celles considérées (lignes spécialisées par exemple), L'Annexe Nationale peut spécifier des valeurs de λ_1.

Tableau 9.3 — λ_1 pour le trafic ferroviaire normal

L	EC Mix
0,5	1,60
1,0	1,60
1,5	1,60
2,0	1,46
2,5	1,38
3,0	1,35
3,5	1,17
4,0	1,07
4,5	1,02
5,0	1,03
6,0	1,03
7,0	0,97
8,0	0,92
9,0	0,88
10,0	0,85
12,5	0,82
15,0	0,76
17,5	0,70
20,0	0,67
25,0	0,66
30,0	0,65
35,0	0,64
40,0	0,64
45,0	0,64
50,0	0,63
60,0	0,63
70,0	0,62
80,0	0,61
90,0	0,61
100	0,60

Tableau 9.4 — λ_1 pour les trains express multiples et lignes de métro ainsi que pour le trafic ferroviaire avec essieux de 25 t

	Trains express multiples et lignes de métro		Trafic ferroviaire avec essieux de 25 t
L	Type 9	Type 10	25 t Mix
0,5	0,97	1,00	1,65
1,0	0,97	1,00	1,65
1,5	0,97	1,00	1,65
2,0	0,97	0,99	1,64
2,5	0,95	0,97	1,55
3,0	0,85	0,94	1,51
3,5	0,76	0,85	1,31
4,0	0,65	0,71	1,16
4,5	0,59	0,65	1,08
5,0	0,55	0,62	1,07
6,0	0,58	0,63	1,04
7,0	0,58	0,60	1,02
8,0	0,56	0,60	0,99
9,0	0,56	0,55	0,96
10,0	0,56	0,51	0,93
12,5	0,55	0,47	0,90
15,0	0,50	0,44	0,92
17,5	0,46	0,44	0,73
20,0	0,44	0,43	0,68
25,0	0,40	0,41	0,65
30,0	0,37	0,42	0,64
35,0	0,36	0,44	0,65
40,0	0,35	0,46	0,65
45,0	0,35	0,47	0,65
50,0	0,36	0,48	0,66
60,0	0,39	0,48	0,66
70,0	0,40	0,49	0,66
80,0	0,39	0,49	0,66
90,0	0,39	0,48	0,66
100,0	0,40	0,48	0,66

(4) Pour la détermination de λ_1, il convient de considérer la longueur critique de la ligne d'influence égale aux valeurs suivantes :

a) pour les moments :

— pour une travée isostatique, la portée L_i ;

— à mi-portée d'une travée continue, voir Figure 9.7, la portée L_i considérée ;

— aux appuis d'une travée continue, voir Figure 9.7, la moyenne des deux portées L_i et L_j de part et d'autre de l'appui ;

— pour les poutres transversales supportant des longerons (ou des raidisseurs), la somme des deux portées adjacentes des longerons (ou des raidisseurs) de part et d'autre de la poutre transversale ;

— pour un platelage porté uniquement par des poutres transversales ou des nervures transversales (absence d'éléments longitudinaux) et pour ces éléments transversaux, la longueur de la ligne d'influence pour le déplacement (en ignorant toute partie correspondant à un déplacement vers le haut), en tenant compte de 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 × l'espacement des éléments transversaux + 3 m.

b) pour l'effort tranchant dans une travée isostatique (et dans une travée continue) :

— sur appui, voir Figure 9.7, la portée considérée L_i ;

— à mi-portée, voir Figure 9.7, 0,4 × la portée considérée L_i ;

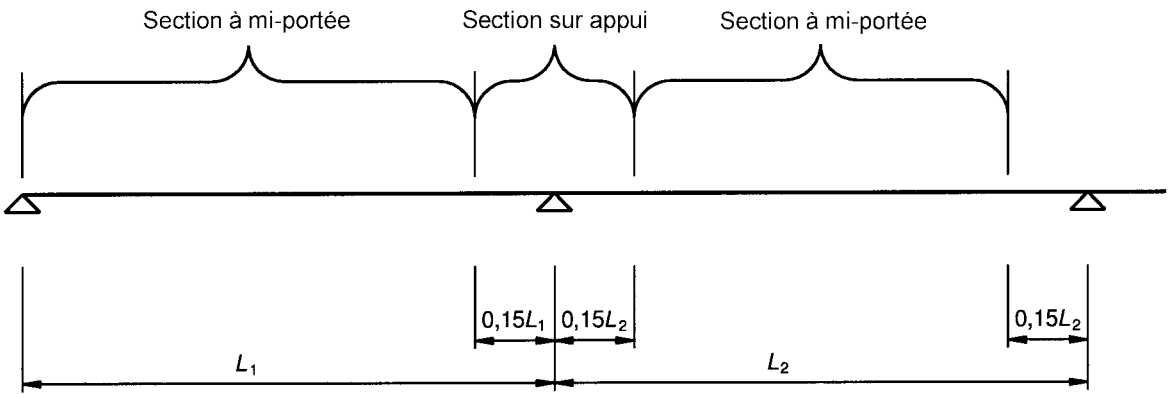


Figure 9.7 — Emplacement d'une section à mi-portée ou d'une section sur appui

(5) Il convient de déterminer λ_2 à partir du Tableau 9.5.

Tableau 9.5 — λ_2

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 déterminer λ_3 à partir du Tableau 9.6

Tableau 9.6 — λ_3

Durée de vie de calcul [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 déterminer λ_4 à partir du Tableau 9.7

Tableau 9.7 — 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

$\Delta\sigma_1$ est l'étendue de contrainte au niveau de la section à vérifier, résultant du modèle de charge 71 sur une seule voie ;

$\Delta\sigma_{1+2}$ est l'étendue de contrainte au niveau de la même section résultant du modèle de charge 71 selon l'EN 1991-2 sur deux voies quelconques.

NOTE Le Tableau 9.7 est valable uniquement si $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_{1+2}$ sont de même signe.

(8) Les valeurs de λ_4 dans le Tableau 9.7 supposent que 12 % du trafic total sur les deux voies se croisent sur le pont. En cas de proportions différentes, il convient de déterminer la valeur de λ_4 comme suit :

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1-n]\left[a^5 + (1-a)^5\right]} \tag{9.14}$$

où $a = \Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$

n représente la proportion du trafic se croisant sur le pont.

(9) Il convient que la valeur de λ ne dépasse pas λ_{max} donnée par :

$$\lambda_{max} = 1{,}4 \tag{9.15}$$

9.5.4 Combinaison de dommages résultant d'étendues de variation de contraintes locales et globales

(1) Lorsque la vérification des contraintes exercées sur un élément combine les effets de la flexion du tablier (effets globaux) et de la flexion des éléments internes (effets locaux), il convient de considérer les effets combinés $\Delta\sigma_{E2}$ suivants :

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_{loc} \times \varnothing_{loc} \times \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} \times \varnothing_{glo} \times \Delta\sigma_{glo} \tag{9.16}$$

où l'indice “loc” fait référence aux effets locaux et l'indice “glo” fait référence aux effets globaux.

9.6 Résistance à la fatigue

(1) Pour la résistance à la fatigue des ponts, il convient d'utiliser l'EN 1993-1-9.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut proscrire de la conception des ponts des détails particuliers figurant dans l'EN 1993-1-9.

NOTE 2 L'Annexe Nationale peut donner des indications supplémentaires pour la fatigue des platelages.

(2) Pour les zones critiques des tabliers métalliques, les catégories de fatigue données au Tableau 9.8 peuvent être utilisées.

Tableau 9.8 — Catégories de détail pour les évaluations de la fatigue

Zone critique	Détail	Détail conforme à l'EN 1993-1-9	Catégorie de détail
1	Tôle de platelage soumise à une contrainte longitudinale au niveau des soudures d'angle transversales, voir Figure 9.1	Tableau 8.4 détail 8	71
2	Tôle de platelage soumise à une contrainte longitudinale au niveau de l'assemblage soudé raidisseur-tôle de platelage, voir Figure 9.1	Tableau 8.2 détail 6	100
		Tableau 8.3 détail 9	80
3	Raidisseur à section fermée au niveau de l'assemblage raidisseur-poutre transversale, voir Figure 9.1	Tableau 8.8 détail 1	80
4	Assemblage de raidisseurs avec coquilles d'assemblage et lattes supports de soudage métalliques, voir Figure 9.2	Tableau 8.8 détail 4	71
5	Bords libres des découpes des âmes des poutres transversales, voir Figure 9.4	Tableau 8.8 détail 6	112

9.7 Traitement après soudage

(1) Dans les cas appropriés, des techniques d'amélioration des soudures, telles que le meulage du pied du cordon, la refusion TIG de la région du pied du cordon, le martelage ou le grenaillage, peuvent être mises en œuvre pour augmenter la durée de vie des attaches.

NOTE L'Annexe Nationale peut énoncer des dispositions pour le traitement après soudage.

10 Dimensionnement assisté par des essais

10.1 Généralités

(1) Il convient que la justification au moyen d'essais soit conforme à l'EN 1990 et aux dispositions supplémentaires données en 10.2 et 10.3.

10.2 Types d'essais

(1) Des essais peuvent être réalisés :

a) pour établir de manière directe les caractéristiques de résistance ultime ou de service des éléments structuraux, par exemple des essais visant à développer des systèmes de ponts provisoires standardisés ;

b) pour déterminer des propriétés de matériaux spécifiques, par exemple des essais de sol in situ ou en laboratoire, des essais de nouveaux matériaux de revêtement ;

c) pour réduire les incertitudes des paramètres des modèles de charges ou de résistance, par exemple des essais en soufflerie, des essais de prototypes grandeur nature, des essais de modèles réduits ;

d) pour vérifier la qualité des produits livrés ou la cohérence des caractéristiques de production, par exemple des essais de câbles ou de culots ;

e) pour tenir compte des conditions réelles rencontrées, par exemple des essais pour la mesure des fréquences, ou de l'amortissement ;

f) pour vérifier le comportement de la structure réelle ou des éléments de la structure après achèvement de la construction, par exemple des essais de charge d'épreuve aux états limites ultime ou de service.

(2) Pour les types d'essai a), b) et c), il convient de déterminer les valeurs de calcul à partir des résultats d'essai, si ces derniers sont disponibles au moment du calcul.

(3) Pour les types d'essai d), e) et f) ou lorsque les résultats d'essai ne sont pas disponibles au moment du calcul, il convient de considérer les valeurs de calcul comme étant égales à celles supposées satisfaire les critères d'acceptation à un stade ultérieur.

10.3 Vérification des effets aérodynamiques sur les ponts par des essais

(1) Les essais servent généralement à vérifier le dimensionnement d'un pont sous l'action du vent lorsque le calcul ou l'utilisation de résultats établis ne permettent pas d'attester de manière suffisante la sécurité de la structure au cours de la phase de montage ou de la durée de service.

(2) Il convient d'utiliser les essais pour déterminer :

a) l'action générale du vent au niveau de l'emplacement du pont et de la station locale d'enregistrement de la vitesse du vent ;

b) les forces de traînée et de portance quasi-statiques ainsi que les moments de torsion provoqués sur le pont ou ses composants par l'écoulement du vent ;

c) l'amplitude de l'oscillation du pont ou de ses composants du fait de leur réponse à l'excitation due au détachement tourbillonnaire de part et d'autre du tablier ou du composant exposé au vent (réponse en amplitude limitée) ;

d) la vitesse du vent à laquelle le pont ou un de ses composants peut produire une réponse en divergence (galop, flottement, divergence en torsion, vibrations induites par la pluie et le vent, divergence non oscillatoire, etc.) ;

e) la réponse du pont ou de l'un de ses éléments du fait de la turbulence du vent naturel ;

f) l'amortissement intrinsèque de la structure.

(3) Il convient généralement d'effectuer les essais mentionnés en 10.3(2) a) à e) en soufflerie. Lorsqu'un pont fait l'objet d'essais en soufflerie, il convient que les maquettes simulent avec précision les détails externes des sections transversales y compris les équipements, tels que les parapets. Il convient également de reproduire une gamme de fréquences propres et d'amortissement appropriée aux modes de vibration prévus du pont. Il convient d'accorder une attention particulière à l'influence de la turbulence et à l'effet du vent incliné sur l'horizontale.

(4) Il convient de prendre en compte dans les essais les variations potentielles des sections transversales (par exemple formation de glace ou ruissellement d'eau sur un câble).

NOTE L'amortissement structural peut être évalué au moyen d'une excitation mécanique du pont (en utilisant des machines à mouvement alternatif, des machines tournantes à balourd, des bascules, etc.). L'amortissement peut être déterminé à partir de l'énergie nécessaire pour générer une amplitude donnée d'oscillation, ou à partir de l'atténuation des oscillations après arrêt de l'excitation.

Annexe A
(informative)

Spécifications techniques pour les appareils d'appui

A.1 Domaine d'application

(1) La présente Annexe donne des recommandations concernant la préparation des spécifications techniques relatives aux appareils d'appui, en cohérence avec l'EN 1337. Les appareils d'appui suivants ne sont pas couverts :

a) appuis dont la fonction principale est de transmettre des moments ;

b) appuis résistant au soulèvement ;

c) appuis pour ponts mobiles ;

d) articulations en béton ;

e) dispositifs antisismiques.

NOTE 1 Il est prévu de transférer cette Annexe à l'EN 1990 – Bases du calcul des structures.

NOTE 2 Les appareils d'appui fixes empêchent les déplacements, les appuis directionnels autorisent les déplacements dans une seule direction, les appuis libres permettent le déplacement dans toutes les directions.

NOTE 3 Des informations détaillées sur les appareils d'appui sont disponibles dans les parties suivantes de l'EN 1337 :

Partie 1 : Indications générales

— Règles de calcul générales

Partie 2 : Eléments de glissement

— Capacité portante

— Forces de frottement

— Capacité de glissement

— Excentricité

Partie 3 : Appareils d'appui en élastomère

— Capacité portante

— Forces de rappel dues aux déformations horizontales (cisaillement)

— Moment de rappel dus à la rotation autour d'un axe horizontal

— Excentricité

Partie 4 : Appareils d'appui à rouleaux

— Capacité portante

— Forces de réaction dues au frottement "par roulement"

— Moment de réaction dans le plan vertical contenant l'axe de roulement

— Résistance par frottement dans la direction de l'axe de roulement

— Rotation autour de l'axe de roulement

— Excentricité de roulement (des rouleaux) par rapport aux plaques supérieure et inférieure, égale à 0,5 fois l'excentricité relative entre l'appui et le tablier

Partie 5 : Appareils d'appui à pot

— Capacité portante

— Moment de rappel autour d'un axe horizontal

— Usure des joints

— Capacité de rotation

Partie 6 : Appareils d'appui à balanciers

— Capacité portante

— Résistance horizontale transversale par frottement

— Capacité de rotation autour d'un axe

Partie 7 : Appareils d'appui sphériques et cylindriques comportant du PTFE

— Capacité portante

— Moment(s) de rappel du(s) au frottement

— Capacité de rotation autour de tous les axes (sphériques) ou d'un axe (cylindrique)

Partie 8 : Appareils d'appui guidés et appareils d'appui bloqués

— Blocage des mouvements dans une ou plusieurs directions

Partie 9 : Protection

Partie 10 : Surveillance

Partie 11 : Transport, entreposage intermédiaire et montage

(2) Pour les spécifications techniques relatives aux appareils d'appui y compris les forces verticales et horizontales, les mouvements de translation et de rotation, ainsi que d'autres caractéristiques géométriques et de performance, voir A.3.1(3).

A.2 Symboles

(1) Les symboles applicables aux types les plus courants d'appareils d'appui sont ceux donnés dans l'EN 1337-1, Tableau 1.

A.3 Généralités

A.3.1 Disposition des appuis

(1) Il convient de définir la disposition des appareils d'appui pour permettre le mouvement spécifié d'une structure avec la plus faible résistance possible à ce type de mouvements.

(2) Il convient de considérer la disposition des appareils d'appui d'une structure au stade de la conception de la structure dans son ensemble. Les forces et les mouvements des appareils d'appui obtenus doivent ensuite être indiqués au fabricant de ces derniers afin de s'assurer que les appareils d'appui fournis satisfont les exigences.

(3) Il convient de documenter la disposition des appareils d'appui y compris les points suivants :

a) une vue d'ensemble simplifiée du pont indiquant les appareils d'appui en plan ;

b) les dispositions à l'emplacement des appareils d'appui (par exemple réservations et frettage) ;

c) une indication claire du type d'appareil d'appui à chaque emplacement ;

d) un tableau indiquant les exigences détaillées pour chaque appareil d'appui ;

e) les détails de mise en place et de fixation.

(4) Il ne convient pas en général d'escompter que les appareils d'appui résistent aux moments induisant des rotations. Il convient que les appareils d'appui ou la structure dans son ensemble permettent si besoin une telle rotation. Lorsqu'il est nécessaire que les appareils d'appui s'opposent à la rotation, il convient d'effectuer une analyse pour s'assurer qu'ils en sont capables, voir A.3.2.

(5) Le soulèvement peut provoquer une usure excessive des appareils d'appui si ce type de conditions se produit suffisamment fréquemment. Lorsque le soulèvement ne peut être évité, la précontrainte peut être utilisée pour l'empêcher.

(6) Il convient de concevoir les appareils d'appui et les appuis de manière à pouvoir les inspecter, les entretenir et les remplacer si nécessaire.

NOTE 1 Il convient que les appareils d'appui soient pourvus, à des fins de contrôle, d'indicateurs de déplacement comportant un marquage des déplacements maximum admissibles.

NOTE 2 Il convient qu'un espace de 10 mm au plus soit prévu pour le recalage ou le remplacement total ou partiel des appareils d'appui par vérinage de la structure.

(7) Lorsqu'un réglage préalable se révèle nécessaire, il convient autant que possible de le réaliser en atelier. Lorsqu'un réglage sur le site ne peut être évité, il doit être effectué conformément aux instructions détaillées du fabricant.

A.3.2 Effets de continuité de déformation

(1) Pour les appareils d'appui à balancier linéaire ou à simple rouleau, il convient de tenir compte de toutes les implications d'une pression inégalement répartie le long du rouleau ou du balancier. Il convient d'accorder une attention toute particulière aux aspects suivants :

a) structures courbes en plan ;

b) structures à piles élancées ;

c) structures sans poutres transversales ;

d) structures à poutres transversales dans lesquelles le balancier linéaire ou le rouleau pourrait effectivement agir en qualité d'appui de la poutre transversale ;

e) structures avec gradient de température transversal.

A.3.3 Ancrage des appareils d'appui

(1)P Les ancrages des appareils d'appui de ponts doivent être justifiés à l'état limite ultime. Lorsque la position d'un appareil d'appui ou d'une partie de ce dernier est maintenue entièrement ou partiellement par frottement, la résistance au glissement à l'état limite ultime doit être vérifiée conformément à la formule suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \qquad \text{(A.1)}$$

où V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort de glissement au niveau de l'appui,

$$V_{Rd} = \frac{\mu_K}{\gamma_\mu} N_{Ed} + V_{pd}$$

avec N_{Ed} effort de calcul minimal agissant perpendiculairement au plan de glissement simultanément avec V_{Ed} ;

V_{pd} valeur de calcul de la résistance au glissement de tout dispositif de fixation conformément aux Eurocodes ;

μ_K valeur caractéristique du coefficient de frottement, voir Tableau A.1 ;

γ_μ coefficient partiel pour le frottement.

NOTE γ_μ peut être donné par l'Annexe Nationale. Les valeurs suivantes sont recommandées.

γ_μ = 2,0 pour de l'acier sur de l'acier

γ_μ = 1,2 pour de l'acier sur du béton

Tableau A.1 — Valeurs caractéristiques du coefficient de frottement μ_K

Traitement de surface des pièces en acier	Acier sur acier	Acier sur béton
Sans revêtement et exempt de toute graisse Métallisation par projection Revêtement de silicate de zinc entièrement durci	0,4	0,6
Autre traitement	Valeur d'essai	Valeur d'essai

(2) Pour les structures soumises à un chargement dynamique, il convient de déterminer la valeur de N_{Ed} en tenant compte des variations dynamiques des charges de trafic.

(3) Il convient de ne pas tenir compte du frottement pour les ponts ferroviaires et les structures soumises à un séisme (N_{Ed} = 0).

(4) Lorsque des boulons d'ancrage ou autres dispositifs similaires sont utilisés pour offrir une certaine résistance au mouvement horizontal, il convient de démontrer que cette résistance est assurée avant que tout mouvement ne puisse se produire. Si les boulons sont dans des trous avec des tolérances normales, le mouvement se produira nécessairement avant que la résistance ne se développe complètement. Ceci est inacceptable en situation d'exploitation.

A.3.4 Conditions de mise en œuvre

(1) Les conditions de mise en œuvre tenant compte des phases de construction et des autres effets de chronologie doivent être déterminées et convenues avec le fabricant.

NOTE Compte tenu de la difficulté de prévoir les conditions sur le site au moment de l'installation, il convient de considérer des hypothèses variées pour la conception des appareils d'appui, voir A.4.2.

A.3.5 Jeux des appareils d'appui

(1) Lorsque les appareils d'appui sont conçus pour résister aux forces horizontales, certains mouvements se produisent avant le rattrapage des jeux.

(2) Un jeu total jusqu'à 2 mm entre les extrêmes des mouvements peut être admis sauf spécification différente ou accord avec le fabricant.

(3) Il convient de ne pas prendre en compte de jeu pour permettre le mouvement horizontal, à moins qu'il puisse être démontré que ce mouvement sera possible de façon permanente dans la direction appropriée.

(4) Lorsque deux appareils d'appui au moins sont nécessaires pour résister aux forces horizontales, il convient de concevoir ces appareils d'appui en considérant l'éventualité d'une répartition défavorable des jeux. Il convient également de tenir compte de la répartition de la charge entre les appareils d'appui résultant de toute répartition des jeux.

A.3.6 Résistance des appareils d'appui au roulement et au glissement

(1) La résistance au mouvement des différents types d'appareils d'appui peut être calculée conformément à l'EN 1337.

NOTE 1 Le calcul doit tenir compte de la combinaison la plus défavorable de la variation admise des propriétés de matériaux, des conditions d'environnement et des tolérances de fabrication et d'installation.

NOTE 2 Les propriétés de certains matériaux (par exemple l'usure ou le coefficient de frottement des composants en PTFE ou la loi contrainte-déformation des élastomères) sont valables uniquement pour la plage de température spécifiée et les vitesses de mouvement généralement observées sur les structures. Ces propriétés ne sont valables que lorsque les appareils d'appui sont correctement entretenus et protégés contre les substances nocives.

NOTE 3 La résistance réelle au mouvement est susceptible d'être nettement inférieure à la résistance maximale calculée. Aussi convient-il de ne pas l'exploiter dans le calcul, lorsqu'elle est favorable, à l'exception des dispositions indiquées en (2).

(2) Lorsqu'un certain nombre d'appareils d'appui de même type sont disposés de sorte que les forces contraires, dues à la résistance au mouvement de certains appareils, sont partiellement réduites par l'action des forces dues à la résistance au mouvement par d'autres appareils, il convient de déterminer les coefficients de frottement respectifs μ_a et μ_r comme suit :

$$\mu_a = 0{,}5\ \mu_{max}\ (1 + \alpha) \tag{A.2}$$

$$\mu_r = 0{,}5\ \mu_{max}\ (1 - \alpha) \tag{A.3}$$

où μ_a est le coefficient de frottement pour les forces défavorables ;

μ_r est le coefficient de frottement pour les forces favorables ;

μ_{max} est le coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui tel qu'indiqué dans les parties appropriées de l'EN 1337 ;

α est un coefficient dépendant du type et du nombre d'appareil d'appuis qui induisent soit une force défavorable soit une force favorable selon le cas.

NOTE La valeur de α peut être donnée par l'Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau A.2.

Tableau A.2 — Coefficients α

n	α
≤ 4	1
$4 < n < 10$	$\frac{16-n}{12}$
≥ 10	0,5

(3) L'Article (2) peut également s'appliquer aux appareils d'appui provenant de plusieurs fournisseurs. Dans ce cas, les coefficients de frottement mentionnés dans les équations (A.2) et (A.3) peuvent être remplacés par les modules de cisaillement respectifs.

A.4 Établissement du bordereau d'appareils d'appui

A.4.1 Généralités

(1) Il convient de s'assurer au moyen du bordereau d'appareils d'appui que les appareils sont conçus et construits de manière à prévenir, sous l'influence de toutes les actions potentielles, tout effet défavorable des appareils d'appui sur la structure.

(2) Il convient que le bordereau d'appareils d'appui contienne :

— une liste des forces qui s'exercent sur les appareils d'appui du fait de chaque action ;

— une liste des mouvements aux appuis du fait de chaque action ;

— les autres caractéristiques de performance des appareils d'appui.

NOTE 1 Les forces et les mouvements dus aux différentes actions en cours de construction sont à considérer de manière appropriée au calendrier de construction et d'inspection y compris les effets dépendant du temps.

NOTE 2 Les forces et les mouvements dus aux actions variables sont à formuler comme valeurs minimale et maximale extrêmes correspondant aux positions des charges appropriées.

NOTE 3 Toutes les forces et tous les mouvements dus aux actions autres que la température sont à formuler pour une température spécifiée T_0. Les effets de la température sont à déterminer de sorte que les effets de l'écart par rapport à la température spécifiée T_0 puissent être identifiés.

(3) Il convient que toutes les forces et tous les mouvements des structures présentant un comportement élastique soient fondés sur les valeurs caractéristiques des actions. Il convient d'appliquer les coefficients partiels et les règles de combinaison appropriés aux états limites de service, ultime ou de durabilité.

NOTE 1 Le Tableau A.3 donne des recommandations pour le bordereau d'appareils d'appui avec les valeurs caractéristiques des réactions et des déplacements des appareils. Les valeurs de calcul constituant les spécifications techniques des appareils d'appui sont à déduire d'un tel tableau.

NOTE 2 La combinaison la plus défavorable des sollicitations convient généralement au calcul des appareils d'appui. Dans des cas particuliers, une solution moins onéreuse est possible en prenant en compte les valeurs concomitantes réelles des sollicitations.

(4) Pour les structures dont les déformations peuvent influer sur les sollicitations, une analyse au second ordre peut être effectuée en deux phases distinctes :

a) sous les actions se produisant au cours des diverses phases de construction jusqu'à l'obtention de la géométrie finale de la structure qui est requise, après construction, pour une température spécifiée ;

b) sous toutes les actions variables qui s'exercent sur la structure achevée.

NOTE Une exigence relative à la forme géométrique finale du pont, y compris ses appareils d'appui, après achèvement de la construction, est généralement à spécifier pour une température particulière. Cette spécification sert de référence permettant de déterminer les mesures à prendre durant la construction, et également de déterminer les forces et les mouvements dus aux actions variables observées en service, en tenant compte des incertitudes.

Tableau A.3 — Bordereau type d’appareils d'appui

				Réactions et déplacements des appareils d'appui								N° d'appareil d'appui			
			réaction *)	max A	min A	max H_x	min H_x	max H_y	min H_y	max M_z	min M_z	max M_x	min M_x	max M_y	min M_y
				[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
			déplace-ment *)	max w	min w	max e_x	min e_x	max e_y	min e_y	max f_z	min f_z	max f_x	min f_x	max f_y	min f_y
actions (valeurs caractéristiques)				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mrad]	[mrad]	[mrad]	[mrad]	[mrad]	[mrad]
1.1	perma-nentes G, P	poids propre													
1.2		poids mort													
1.3		précontrainte													
1.4		fluage et retrait													
2.1	Varia-bles Q	charges dues au trafic													
2.2		véhicules spéciaux	et/ou 2.1												
2.3		force centrifuge													
2.4		forces de freinage et d'accélération													
2.5		forces de tangage													
2.6		charge exercée sur la voie piétonnière													
2.7		action du vent sur la structure	avec/ou 2.1 à 2.6/ou 2.8												
2.8		action du vent sur la structure et trafic	ou 2.7												
2.9		Température													
2.10		gradient vertical de température													
2.11		gradient horizontal de température													
2.12		tassement d'appui													
2.13		force de blocage / frottement													
3.1	Sismi-ques	non effondrement (ELU)													
3.2		minimisation des dommages (ELS)													
4.1	acci-dentel-les A	déraillement													
4.2		collision													
4.3		rupture de caténaire													
5.1	combi-naisons														
5.2															
5.3															
5.4															
5.5															
...															

*) supprimer si sans objet		données par le concepteur du pont		données par le fabricant de l'appareil d'appui

La liste inclut toutes les réactions et mouvements à l’état d’achèvement. Lorsque les appareils d’appui sont mis en place en cours d’exécution, il convient de procéder à leur réglage en fin de montage, et d’indiquer séparément les réactions et déplacements après réglage.

A.4.2 Détermination des valeurs de calcul des actions sur les appareils d'appui et des mouvements des appuis

A.4.2.1 Généralités

(1) Lors de la détermination des actions et des mouvements au droit des appuis, il convient de reporter sur les plans la situation de référence suivante :

a) la forme géométrique définitive du pont pour la température de référence T_0,

b) La position des appareils d'appui fixes et glissants lors de leur mise en place, pour la température de référence T_0,

c) il convient que la position et les mouvements au droit des appareils d'appui en élastomère, soient conformes aux hypothèses retenues pour la température de référence T_0,

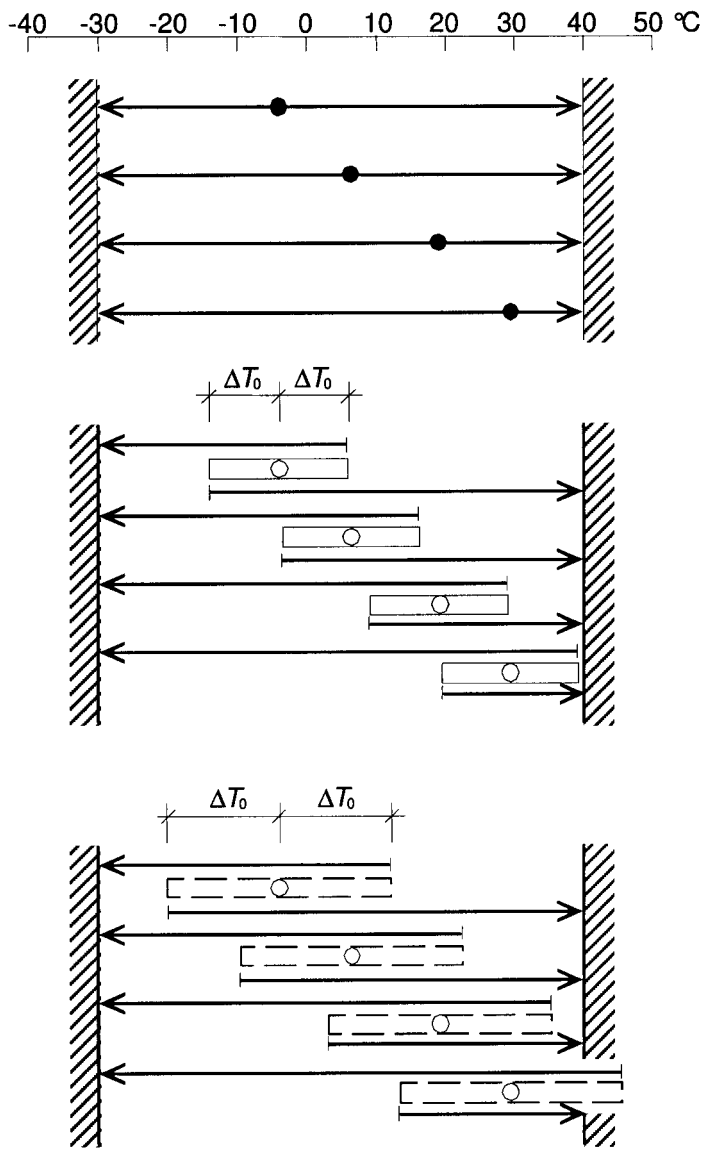
d) toute incertitude relative à la position des appareils d'appui à la température de référence T_0, susceptible d'entraîner des mouvements accrus ou de restreindre les mouvements, fait partie des hypothèses relatives aux valeurs de calcul de la température de référence T_0 et, par conséquent, relatives aux valeurs de calcul des différences de température ΔT_d^*.

(2) L'incertitude de position des appareils d'appui glissants par rapport à la position des appareils d'appui fixes ou, dans le cas d'appareils d'appui en élastomère, par rapport au point neutre pour les actions permanentes au moment de l'achèvement du pont et pour une température de référence donnée T_0, dépend de :

a) la méthode d'installation de l'appareil d'appui ;

b) la température moyenne du pont lors de l'installation des appareils d'appui;

c) la précision de la mesure de la température moyenne du pont, voir Figure A.1.



Cas 1

Position des appareils d'appui mobiles après assemblage final des appareils d'appui fixes, avec mesures exactes de la température de la structure

Cas 2

Position des appareils d'appui sans mesure précise de la température de la structure et sans correction de la position une fois effectué l'assemblage final des appareils d'appui fixes

Cas 3

identique au cas 2, mais avec un ou plusieurs changements de position des appareils d'appui fixes

⟷	somme des deux mouvements = mouvement total dû à la différence de température	▭	erreur d'estimation de la température moyenne plus incertitude résultant d'un ou plusieurs changements de position des appareils d'appui fixes
●	température moyenne de la structure telle que mesurée	▭	erreur d'estimation de la température moyenne
○	température moyenne estimée de la structure	▨	limites de température réalistes de la structure

Figure A.1 — Détermination de ΔT_0 permettant de prendre en compte les incertitudes de position des appareils d'appui

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant les mesures de température.

(3) Il convient de tenir compte de l'incertitude de la position des appareils d'appui glissants en considérant une valeur supérieure appropriée T_{0max} et une valeur inférieure T_{omin} pour l'installation, qu'il convient de déterminer comme suit :

$$T_{omax} = T_0 + \Delta T_0 \tag{A.4}$$

$$T_{omin} = T_0 - \Delta T_0 \tag{A.5}$$

NOTE ΔT_0 peut être donné dans l'Annexe Nationale. Les valeurs numériques applicables aux ponts métalliques et données dans le Tableau A.4 sont recommandées.

Tableau A.4 — Valeurs numériques de ΔT_0

Cas	Installation des appareils d'appui	ΔT_0 [°C]
1	Installation avec mesure de la température et correction par nouveau réglage	0
2	Installation avec température estimée et sans correction par nouveau réglage, pont mis en place à $T_0 \pm 10$ °C	15
3	Installation avec température estimée et sans correction par nouveau réglage, ainsi qu'avec un ou plusieurs changements de position des 'appareils d'appui fixes	30

(4) Il convient de déterminer les valeurs de calcul de la différence de température ΔT_d^*, y compris toute incertitude sur la position des appareils d'appui, à partir de

$$\Delta T_d^* = \Delta T_K + \Delta T_\gamma + \Delta T_0 \tag{A.6}$$

où ΔT_K est la valeur caractéristique de la différence entre la température du pont et la valeur médiane de la plage de températures, conformément à l'EN 1991-1-5 ;

ΔT_γ est le terme de sécurité qui prend en compte une différence de température dans le pont ;

ΔT_0 est le terme de sécurité qui prend en compte l'incertitude sur la position de l'appareil d'appui à la température de référence.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut spécifier ΔT_γ et ΔT_0.

NOTE 2 Exemple numérique de détermination de ΔT_d^* pour le cas 2 décrit dans le Tableau A.4 :

T_{Kmin} = - 25°C

T_{Kmax} = + 45°C

$\Delta T_K = \pm 35$ °C

T_0 = + 10 °C

$\Delta T_0 = \pm 15$ °C

$\Delta T_\gamma = \pm 5$ °C

$\Delta T_d^* = 35 + 5 + 15 = \pm 55$ °C

NOTE 3 Pour l'utilisation de ΔT_d^* pour les appareils d'appui avec éléments glissants ou à rouleaux, et pour les appareils d'appui en élastomère, il convient que les critères de calcul soient appropriés aux états limites ultimes et non à l'état limite de service.

(5) Lorsque les actions sur les appareils d'appui et leurs mouvements sont déterminés à partir d'une analyse globale non linéaire de la structure, (les appareils d'appui étant modélisés), et lorsque des calculs incrémentaux se révèlent nécessaires, la valeur de calcul de la différence de température ΔT_d^* peut également être exprimée en termes de

$$\Delta T_d^* = \gamma_T \ \Delta T_K \tag{A.7}$$

où γ_T est le coefficient partiel applicable à la différence de température.

NOTE Dans le cas de l'exemple mentionné dans la NOTE 2 de A.4.2.1(4), γ_T présente les valeurs suivantes :

cas 1 dans le Tableau A.4 $\gamma_T = \dfrac{40}{35} = 1{,}15$

cas 2 dans le Tableau A.4 $\gamma_T = \dfrac{55}{35} = 1{,}60$

cas 3 dans le Tableau A.4 $\gamma_T = \dfrac{70}{35} = 2{,}00$

(6) Pour la détermination des valeurs de calcul des actions sur les appareils d'appui et des mouvements de ces derniers, il convient de considérer la combinaison de charges appropriée pour les situations durables, transitoires.

A.4.2.2 Actions pour des situations de projet durables

(1) il convient de considérer les situations de projet durables pour le pont achevé selon le profil requis, avec les actions permanentes, à la température de référence T_0.

NOTE Pour la construction, voir A.4.2.3.1

(2) Lorsque des actions dépendant du temps doivent être prises en considération, il convient que celles-ci s'appliquent uniquement à l'état achevé du pont.

(3) Les valeurs caractéristiques des actions peuvent être celles données dans les Eurocodes énumérés dans le Tableau A.5, voir également Tableau A.3.

Tableau A.5 — Valeurs caractéristiques des actions

N°	Action	Eurocode
01	température de référence T_0	EN 1991-1-5, Annexe A
02	différence de température ΔT_0	
1.4	fluage $\varepsilon_{K\varphi_K}$ pour ϕ_K = 1,35 ϕ_m	EN 1992-1
	retrait ε_{SK} = 1,6 ε_{sm}	EN 1992-1
2.1	charges dues au trafic	EN 1991-2
2.2	véhicules spéciaux	EN 1991-2
2.3	forces centrifuges	EN 1991-2
2.4	forces de freinage et d'accélération	EN 1991-2
2.5	forces de lacet	EN 1991-2
2.6	charges exercées par les piétons	EN 1991-2
2.7	action du vent sur les structures	EN 1991-1-4
2.8	action du vent sur les structures et le trafic	EN 1991-2
2.9	Température	EN 1991-1-5 6.13 et 6.15
2.10	gradient vertical de température	EN 1991-1-5 6.14 et 6.15
2.11	gradient horizontal de température	EN 1991-1-5 6.14 et 6.2
2.12	tassements d'appuis	EN 1997-1
2.13	forces de blocage et de frottement	EN 1337

(4) Pour la combinaison des actions, voir A.4.2.7.

A.4.2.3 Actions pour les situations de projet transitoires

A.4.2.3.1 Situations de projet en cours de construction

(1) Lorsque l'installation des appareils d'appui a lieu avant que la construction ne soit achevée, il convient que le calcul des mouvements tienne compte de toutes les phases de construction pertinentes après l'installation des appareils d'appui, y compris les modifications des conditions limites du système et toutes les actions exercées en cours de construction.

(2) Il convient de prendre en compte les actions transitoires qui se produisent au cours de la phase de construction.

(3) Le profil du pont requis au moment de l'installation des appareils d'appui peut être déterminé à partir du profil requis après la construction, à la température de référence T_0.

(4) Les valeurs caractéristiques des actions peuvent être prises dans les Eurocodes énumérés dans le Tableau A.6, voir également Tableau A.3.

Tableau A.6 — Valeurs caractéristiques des actions

N°	Action	Eurocode
01	température de référence T_0	EN 1991-1-5, Annexe A
02	différence de température ΔT_0	
1.1	Poids propre	EN 1991-1-7
1.2	Charges permanentes	EN 1991-1-7
1.3	précontrainte	
1.4	fluage	EN 1992-1
	retrait	EN 1992-1
2.2	charges de montage	EN 1991-1-7
2.6	charges variables	EN 1991-1-7
2.7	action du vent sur la structure	EN 1991-1-4
2.8	action du vent au cours des travaux	EN 1991-1-4
2.9	Température	EN 1991-1-5
2.10	gradient vertical de température	EN 1991-1-5
2.11	gradient horizontal de température	EN 1991-1-5
2.12	tassements d'appui	EN 1997-1
2.13	forces de blocage et de frottement	EN 1337

(5) En cas de lancement des poutres de pont, il convient de prendre en compte les forces de frottement, les effets de la pente longitudinale du pont et la flexion des piles.

(6) Pour la combinaison des actions, voir A.4.2.7.

A.4.2.3.2 Remplacement des appareils d'appui et autres situations de projet transitoires

(1) Pour les situations de projet transitoires, les valeurs représentatives des actions peuvent être réduites en fonction de la durée limitée de la situation.

NOTE Pour les situations de projet transitoires relatives au trafic, voir également EN 1991-2.

(2) Pour la combinaison des actions, voir A.4.2.7.

A.4.2.4 Actions pour des situations de projet accidentelles

(1) Les situations de projet accidentelles peuvent être dues à un grand nombre de facteurs dont :

— la défaillance d’un dispositif lors du lancement du pont ;

— la défaillance d'un appareil d'appui ;

— la défaillance d’une fondation ou d’une pile.

(2) Il convient, pour les actions dues aux défaillances ci-dessus ou pour d’autres situations accidentelles sans causes identifiées, de limiter les mouvements et les déplacements du pont par des butées appropriées au niveau des culées ou sur les piles de manière à limiter les dommages et à prévenir les glissements du pont ou des piles.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des indications supplémentaires.

(3) Pour le traitement des situations de projet accidentelles, voir EN 1992 à EN 1999.

(4) Pour la combinaison des actions, voir A.4.2.7.

A.4.2.5 Situations de projet sismiques

(1) Pour la détermination des actions et des mouvements aux appuis en situation de projet sismique, voir EN 1998-1 et EN 1998-2.

(2) Pour la combinaison des actions, voir A.4.2.7.

A.4.2.6 Modèles d'analyse pour la détermination des mouvements des appuis

(1) Lorsque les déformations de la fondation, des piles ou des appuis ont une influence significative sur les forces qui s'exercent sur les appareils d'appui et sur les mouvements de ces derniers, il convient que le modèle d'analyse intègre ces éléments de la structure.

(2) Pour le comportement linéaire, il est possible de modéliser les rigidités des fondations, piles et appareils d'appui au moyen de ressorts individuels, pouvant être combinés pour donner une rigidité de ressort globale au niveau de l'emplacement d'un appareil d'appui pour le calcul des mouvements et les limitations de ces derniers au regard des diverses actions observées, voir Figure A.2.

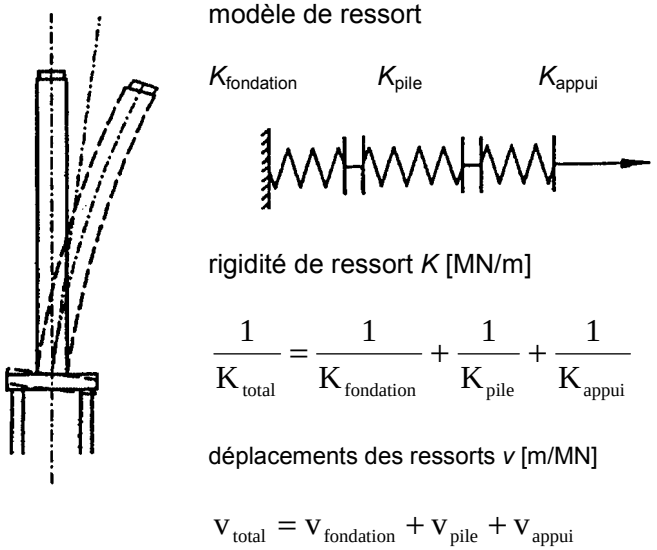
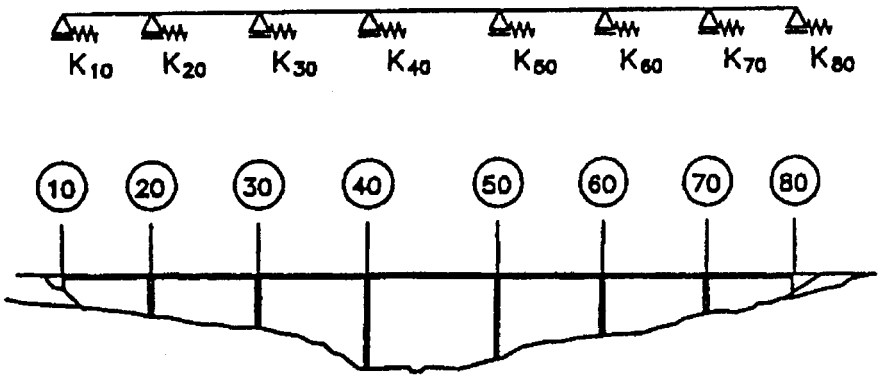


Figure A.2 — Rigidité de ressort globale d'une pile

(3) La rigidité globale résultant de toutes les rigidités des piles dans le sens longitudinal du pont peut être déterminée à partir de la somme des rigidités des piles, voir Figure A.3.



Rigidité de ressort totale *K* [MN/m]

$$K_{total} = K_{10} + K_{20} + K_{30} + K_{40} + K_{50} + K_{60} + K_{70} + K_{80}$$

Figure A.3 — Rigidité de ressort horizontale des piles

(4) Il convient de tenir compte des effets de l'excentricité des ressorts sur la répartition des forces.

A.4.2.7 Combinaisons des actions

(1) Pour la combinaison des actions permettant de déterminer les valeurs de calcul des forces exercées sur les appareils d'appui et de leurs mouvements dans les situations de calcul durables et transitoires, voir 6.4.3.2 de l'EN 1990.

(2) Pour les coefficients partiels γ_G, γ_P et γ_Q applicables aux actions permanentes et variables, voir Annexe A2 de l'EN 1990.

(3) Lorsque les appareils d'appui sont installés avant que le pont ne soit entièrement construit, et que les mouvements aux appuis sont vérifiés au moyen de mesures effectuées lors de la construction, la procédure suivante peut être adoptée :

1. Il convient de déterminer les actions exercées sur les appareils d'appui et leurs mouvements pour toutes les phases de construction selon A.4.2.3.1. Pour la combinaison caractéristique des actions, il convient de se référer à 6.5.3(2) de l'EN 1990. Lorsqu'une analyse au second ordre est utilisée, il est recommandé que les déformations calculées soient basées sur le profil initial de la structure (profil en l'état de fabrication sans contraintes à la température de référence T_0). Il convient de consigner la comparaison des valeurs mesurées et des valeurs calculées, et d'effectuer s'il y a lieu les corrections nécessaires.

   Il y a lieu de se conformer à A.4.2.7(1) et A.4.2.7(2) pour les vérifications à l'état limite ultime des appareils d'appui et de la structure du pont aux points de mise en charge par ces appareils, les mouvements des appareils d'appui étant calculés pour la combinaison caractéristique des actions.

2. Il convient que le calcul des forces exercées sur les appareils d'appui et de leurs mouvements, pour les valeurs de calcul des actions variables qui se produisent après l'achèvement du pont, soit basé sur la forme géométrique du pont et sur la position des appareils d'appui, tel que requis et vérifié à l'état final de construction, et pour la température de référence T_0.

   Lorsque la théorie du second ordre est employée, il est recommandé de pondérer les actions permanentes avec les coefficients γ_i relatifs à ces actions, et de les appliquer au profil définitif requis pour le pont.

(4) Il y a lieu que les vérifications à l'état limite ultime des appareils d'appui et de la structure du pont aux points d'application des charges exercées par ces appareils, soient effectuées pour la combinaison des actions selon 6.4.3.2 de l'EN 1990. Il convient de déterminer les excentrements de charge selon A.4.2.7(3).

A.4.3 Détermination de la position des appareils d'appui à la température de référence T_0

(1) Il convient de procéder à l'installation de l'appareil d'appui à une température telle que la dilatation ou le raccourcissement dûs à la température ne soient pas sensiblement différents.

(2) La déformation due au fluage et au retrait peut être considérée équivalente à une contraction thermique supplémentaire (refroidissement).

A.5 Règles supplémentaires pour appareils d'appui spécifiques

A.5.1 Appuis glissants

(1) Il convient de distribuer les charges sur l'appareil d'appui de manière à ne pas dépasser les limites de déformation des plaques d'appui des éléments de glissement, voir 6.9 de l'EN 1337-2.

A.5.2 Appareils d'appui en élastomère

(1) Les forces, moments et déformations exercés par les appareils d'appui en élastomère sur la structure peuvent être déterminés en utilisant les paramètres de rigidité donnés au 5.3.3.7 de l'EN 1337-3.

A.5.3 Appareils d'appui à rouleaux

(1) L'excentricité due au mouvement relatif des plaques supérieure et inférieure peut être accrue par les excentricités dues au frottement des rouleaux et aux éléments tournants dans le cas de rouleaux multiples.

(2) Pour l'excentricité dans la direction transversale, voir A.3.2 et A.4.3(2).

A.5.4 Appareils d'appui à pot

(1) Sauf spécification différente, la procédure suivante peut être utilisée pour déterminer la classe appropriée de distance de glissement cumulée normalisée des dispositifs d'étanchéité interne.

NOTE Cette classe concerne les essais de durabilité.

(2) Il convient de vérifier que

$$S_d \leq S_T \tag{A.8}$$

où S_d est la distance de glissement cumulée requise, sous l'effet des charges variables ;

S_T est la capacité de distance de glissement cumulée, conformément au 5.4 de l'EN 1337-5 ou conformément aux essais selon l'Annexe E de l'EN 1337-5.

(3) S_d peut être déterminé à partir de l'équation suivante

$$S_d = \frac{D}{2\,c} \sum_i n_i \Delta\varphi_{2i} \tag{A.9}$$

où n_i est le nombre d'évènements de charges associés aux effets $\Delta\phi_{2i}$;

$\Delta\phi_2 = \phi_{2max} - \phi_{2min}$ est la variation des angles de rotation correspondant aux positions extrêmes des charges caractéristiques ;

D est le diamètre interne du pot en millimètres

c est le coefficient de correction pour la différence entre le glissement à amplitude constante utilisé dans les essais et les effets réels des mouvements d'amplitude variable.

NOTE Sauf spécification différente, c peut être pris égal à 5.

(4) Pour les moments résistants dus à la rotation du coussin d'élastomère et au frottement du joint d'étanchéité interne, voir 6.1.3 de l'EN 1337-5.

A.5.5 Appareils d'appui à balanciers

(1) Pour les excentricités de rotation des balanciers à contact linéaire ou ponctuel, voir 6.6 de l'EN 1337-6.

A.5.6 Appareils d'appui sphériques et cylindriques en PTFE

(1) Pour les déformations maximales des plaques d'appui, voir A.5.1.

(2) Pour les excentricités dues au frottement, à la rotation et aux forces latérales, voir EN 1337-7, Annexe A.

A.5.7 Détails de l'installation

(1) Lorsque les composants de la structure reposant sur les appareils d'appui ne sont pas coulés sur le site directement sur l'appareil d'appui suite à son installation, par exemple dans le cas d'éléments en béton préfabriqué ou en acier, il convient de prendre des mesures appropriées :

— pour assurer leur contact uniforme avec l'appareil d'appui ;

— pour éviter la présence de zones de rigidités différentes au niveau ou en dessous de l'appareil d'appui.

(2) Il convient d'effectuer les corrections de niveau par injection ou par garnissage approprié au moyen de fourrures à surface usinée.

(3) De plus amples détails sont donnés dans l'EN 1337-11.

Annexe B
(informative)

Spécifications techniques pour les joints de dilatation de ponts routiers

B.1 Domaine d'application

(1) La présente Annexe donne des recommandations pour l'établissement des spécifications techniques d'un joint de dilatation de pont routier.

NOTE Il est prévu que cette Annexe soit transférée à l'EN 1990 – Bases du calcul des structures.

(2) Il convient d'inclure dans les spécifications :

— les mouvements (en translation et en rotation) dus à la température, au fluage, au retrait, au trafic et au réglage le cas échéant ;

— les catégories de trafic, autres actions et effets de l'environnement ;

— le type de joint de dilatation et l'agrément technique européen associé ;

— les dimensions en section et en plan ainsi que les catégories d'utilisation (véhicules, cycles, piétons) ;

— les exigences particulières concernant la durabilité, la maintenance, l'accessibilité et le remplacement, le drainage, l'étanchéité, l'émission de bruit.

(3) Les données nécessaires pour le calcul de l'assemblage du joint de dilatation et de la structure du tablier sont celles visées dans l'agrément technique européen approprié et fournies par le fabricant pour le projet spécifique. Ces données comprennent :

— les dimensions y compris les tolérances, les capacités de mouvement et les autres exigences relatives aux assemblages, à l'ancrage et à l'installation ;

— les exigences minimales relatives à la rigidité de la structure principale qui supporte le joint de dilatation ;

— les dispositions constructives recommandées pour l'assemblage sur le tablier ;

— les efforts et les moments, résultant des déplacements imposés, à prendre en compte dans le calcul du pont.

NOTE 1 Le “Guide d'agrément technique européen des joints de chaussée des ponts routiers” (ETAG) différencie les types suivants de joints de dilatation.

Tableau B.1 — Types de joints de dilatation

Partie du guide	Type
2	**Joint de dilatation sous revêtement :** Ce type de joint est mis en place sur site à l'aide de composants tels que des membranes étanches ou un patin élastomère, afin de répartir les déformations sur une plus grande largeur et supporter le revêtement continu sur la longueur du joint. Les composants du joint de dilatation ne sont pas de niveau avec la surface de roulement.
3	**Joint de dilatation à revêtement amélioré :** Joint disposé sur site comprenant une bande de matériau souple de formulation spéciale (liant et granulats), qui constitue également le revêtement, supportée par de minces plaques métalliques ou autres composants appropriés sur toute la longueur du joint. Le joint est de niveau avec la surface de roulement.
4	**Joint de dilatation à un seul hiatus :** Ce type de joint comporte des lèvres ou des bords en béton coulé en place, mortier de résine ou élastomère. L'espace entre les bords est garni avec un profilé flexible en caoutchouc, qui n'est pas de niveau avec la surface de roulement.
5	**Joint de dilatation à matelas déformable :** Ce type de joint utilise l'élasticité d'une plaque ou d'un patin élastomère pour permettre les mouvements prévus de la structure. La plaque est fixée par exemple à l'aide de boulons sur la structure. L'élément de joint est de niveau avec la surface de roulement.
6	**Joint de dilatation cantilever :** Ce type de joint se compose d'éléments symétriques et dissymétriques en console (tels que des peignes ou des plaques à dents de scie), qui sont fixés sur un côté de l'espace de joint du tablier et imbriqués pour remplir l'espace de joint du tablier. Les éléments sont de niveau avec la surface de roulement.
7	**Joints de dilatation à plaques appuyées :** Ce type de joint se compose d'un élément de niveau avec la surface de roulement, recouvrant l'espace de joint du tablier, fixé sur un côté et appuyé sur une forme combinée fixée du côté opposé,. Le mouvement est possible par coulissement de l'élément sur sa contrepartie.
8	**Joint de dilatation modulaire :** Ce type de joint consiste en une succession d'éléments étanches (dans la direction du trafic) comprenant des rails métalliques se déplaçant de façon contrôlée sur des sous-structures mobiles ou déformables franchissant l'espace de joint (c'est-à-dire des poutres, des consoles, des pantographes etc.). Les rails métalliques sont de niveau avec la surface de roulement.

NOTE 2 Le Guide d'agrément technique européen sur les joints de dilatation pour ponts routiers ne couvre pas les ponts mobiles.

NOTE 3 Les joints de dilatation sont généralement mis en place par leur fabricant ou sous leur contrôle.

B.2 Spécifications techniques

B.2.1 Généralités

(1) Il convient de spécifier un joint de dilatation conformément au "Guide d'agrément technique européen des joints de dilatation pour ponts routiers".

(2) Il convient d'établir les spécifications techniques en considérant les actions qui s'exercent sur le pont et la réponse du pont à ces actions.

NOTE Pour les actions, les combinaisons d'actions et la modélisation de la structure du pont nécessaires pour déterminer les réponses du pont appropriées aux joints de dilatation, voir également l'Annexe A.

(3) Pour la rédaction des spécifications techniques, il convient d'utiliser les recommandations pour l'élaboration d'un système d'application des joints de dilatation, défini en B.2.2.

B.2.2 Bordereau des joints de dilatation

(1) Le bordereau des joints de dilatation doit fournir toutes les informations appropriées au calcul du joint de dilatation, y compris les éléments suivants :

1. Les données géométriques relatives à la surface du tablier du pont et à la disposition du joint de dilatation selon des vues en plan et en coupe. Il convient que les données comprennent les dispositions concernant l'alignement définitif et la durabilité de l'assemblage entre le joint de dilatation et la structure du tablier. Il convient d'inclure également les dispositions permettant l'accessibilité des pièces mobiles et leur protection contre la corrosion et les salissures.

2. Les catégories d'usagers peuvent être les suivantes :

   — véhicules ;

   — cyclistes ;

   — piétons.

   Les voies piétonnes peuvent recevoir les véhicules d'entretien, de déneigement, etc. Il y a lieu de recouvrir les espaces et autres vides de manière à prévenir tout accident.

3. La disposition des joints de dilatation relative à la géométrie du pont, par exemple pente et courbe longitudinale et transversale et disposition des appareils d'appui, ainsi que la direction de leurs déplacements.

4. Les actions exercées sur les joints de dilatation, y compris les actions durables et les actions accidentelles, comprenant :

   — les déplacements et les rotations imposés par les mouvements du pont, relatifs à la température d'installation, dans toutes les directions, à partir des valeurs caractéristiques individuelles des actions transitoires, accidentelles et sismiques exercées sur le pont. Pour les actions accidentelles et sismiques, il convient d'indiquer la limite relative aux mouvements d'ouverture et de fermeture ;

   — les charges directes imposées par les catégories d'usagers, les charges verticales et les charges horizontales pour les états limites ultimes, de service et de fatigue ;

   — les conditions environnementales susceptibles d'affecter les propriétés des matériaux constitutifs.

5. Un plan d'installation contenant :

   — les informations concernant le calage préalable du joint de dilatation et son enregistrement (en tenant compte de la déformation de la structure au moment de l'installation, du fluage, du retrait et du réglage, ainsi que de la température supposée, par exemple + 10 °C) ;

   — les exigences relatives aux opérations de réglage destinées à pallier les différences par rapport aux hypothèses énoncées (par exemple mouvements pour ΔT = 1 °C) sous forme d'un diagramme ;

   — les abouts provisoires et les abouts définitifs ;

   — la date de démontage (des pièces provisoires) ;

— la date de bétonnage.

6. D'autres exigences telles que :

— les informations pour l'assemblage, la maintenance et les réparations ;

— les dispositions relatives aux ancrages et aux assemblages ;

— Les dispositifs de retenue routiers ;

— l'étanchéité aux débris, à la poussière et à l'eau ;

— l'accessibilité aux joints et le système de drainage ;

— le calcul de la durée de vie utile selon les catégories de trafic définies dans le Tableau 4.5 de l'EN 1991-2 ;

— le raccordement au système d'étanchéité du tablier ;

— l'émission de bruit.

B.2.3 Actions pour le calcul de la fixation et des assemblages des joints

(1) Les informations de la part du fabricant de joints, nécessaires au calcul des ancrages ou des assemblages du joint de dilatation sont les suivantes :

1. Données géométriques relatives aux surfaces d'appui des composants des joints de dilatation, y compris les tolérances et les types d'assemblages pour l'installation ;

2. Rigidité minimale des surfaces d'appui ;

3. Valeurs caractéristiques des efforts et des moments devant être transmis à la structure du tablier.

B.3 Charges imposées et déplacements et rotations dus aux mouvements du pont

(1) Il convient de déterminer les valeurs de calcul relatives aux déplacements et aux rotations à l'emplacement des joints de dilatation selon les règles spécifiées en A.4.2 de l'Annexe.

(2) Il convient de tenir compte des aspects suivants dans la détermination des déplacements et des rotations :

1. déplacements et rotations relatifs aux deux extrémités du joint ;

2. angles entre les lignes de pente longitudinale et transversale de la surface du pont et la direction de déplacement des appareils d'appui mobiles ;

3. effets des excentricités ;

4. possibilité de vériner le pont pour le remplacement des appareils d'appui (par exemple levage de 10 mm).

Annexe C
(informative)

Recommandations relatives aux dispositions constructives des tabliers de ponts métalliques

C.1 Ponts routiers

C.1.1 Généralités

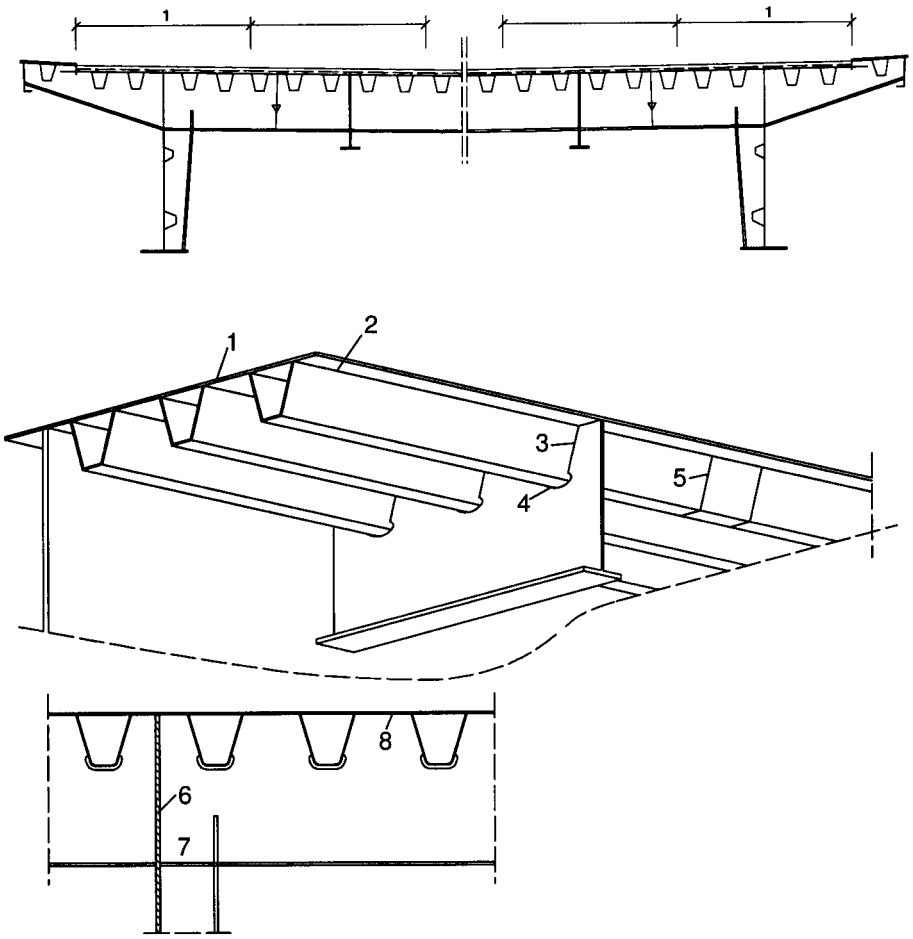
1) La présente Annexe donne des recommandations concernant les dispositions constructives et l'exécution des ponts routiers pour atteindre la qualité minimale demandée pour l'application de l'EN 1993-1-9.

NOTE 1 Il est prévu de transférer les règles relatives à l'exécution figurant dans cette Annexe dans l'EN 1090.

NOTE 2 La présente Annexe s'applique uniquement aux détails constructifs décrits dans les figures suivantes.

(2) Les recommandations concernent les dispositions usuelles telle que représentées à la Figure C.1 , avec pour objectif la durabilité de la structure en acier et du revêtement. Dans le cas de ce dernier, on suppose que les exigences appropriées relatives à l'accrochage, à la réalisation du revêtement (matériau), à la préparation des tôles et à l'étanchéité sont satisfaites.

NOTE Des informations techniques complémentaires peuvent être données dans l'Annexe Nationale.



1 voie à trafic lourd

1 tôle de platelage
2 assemblage soudé du raidisseur et de la tôle de platelage
3 assemblage soudé du raidisseur et de l'âme de la poutre transversale
4 découpe de l'âme de la poutre transversale
5 assemblage des raidisseurs
6 assemblage de poutres transversales
7 assemblage soudé de la poutre transversale à la poutre principale ou au cadre transversal
8 assemblage soudé de l'âme de la poutre transversale à la tôle de platelage

Figure C.1 — Dispositions constructives des tabliers métalliques des ponts routiers

NOTE Cette Annexe ne s'applique pas aux tabliers comportant des raidisseurs transversaux.

(3) Les recommandations concernent les voies de la chaussée supportant un trafic intense, et couvrent :

1. la tôle de platelage ;
2. les assemblages soudés des raidisseurs à la tôle de platelage ;
3. les assemblages soudés des raidisseurs à l'âme de la poutre transversale ;
4. le détail de la découpe de l'âme de la poutre transversale ;
5. les assemblages de continuité des raidisseurs ;
6. les assemblages de continuité des poutres transversales ;
7. les assemblages entre les poutres transversales et les poutres principales.

(4) Les détails relatifs aux tolérances et aux contrôles sont donnés dans les Tableaux C.3, C.4 et C.5.

C.1.2 Tôle de platelage

C.1.2.1 Généralités

(1) Les actions dues à la fatigue ont pour origine la flexion de la tôle de platelage provoquée par les charges exercées par les roues et transmises par les pneus, voir Figure C.2.

(2) La Figure C.2 a) représente la déformée de flexion, en supposant des raidisseurs rigides. La Figure C.2 b) illustre le cas d'une flexion des raidisseurs.

(3) La collaboration de la tôle de platelage et du revêtement entraîne une augmentation de la rigidité de la tôle par action mixte.

(4) Des fissures de fatigue peuvent se produire au niveau des soudures entre les raidisseurs et la tôle, voir Figure C.3, et au niveau du revêtement.

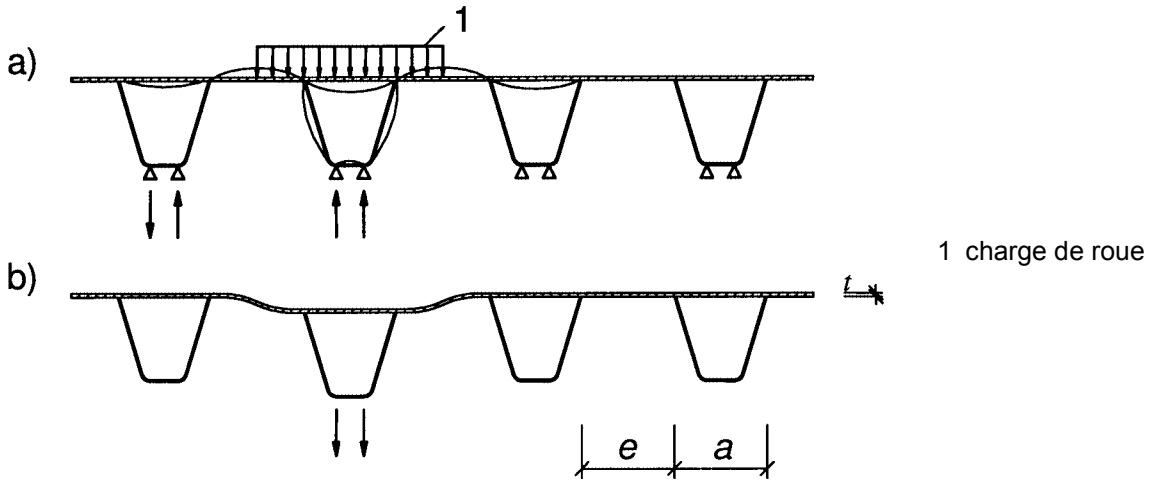
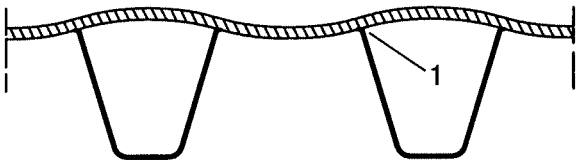
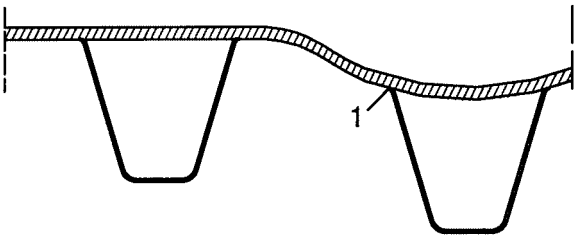


Figure C.2 — Effet des a) charges locales de roues et b) de la flexion différentielle des raidisseurs



a) amorce de fissure en pied de cordon de soudure à l'intérieur des raidisseurs



b) amorce de fissure en pied de cordon de soudure à l'extérieur des raidisseurs

1 amorce de fissure

Figure C.3 — Fissures par fatigue dans le platelage

(5) Les recommandations portent sur

1. l'épaisseur minimale de la tôle de platelage et la rigidité minimale des raidisseurs

2. les joints soudés de la tôle de platelage

3. les assemblages entre la tôle de platelage et les âmes des poutres principales, les raidisseurs à profil ouvert et les poutres transversales.

(6) L'assemblage entre la tôle de platelage et les âmes des raidisseurs fait l'objet de la Section C.1.3.

(7) Afin de respecter les tolérances relatives à l'assemblage de la tôle de platelage telles que spécifiées dans le Tableau C.4, il convient de satisfaire aux tolérances mentionnées dans le Tableau C.3 (1).

C.1.2.2 Tôle de platelage et rigidité minimale des raidisseurs

(1) Il convient de choisir l'épaisseur de la tôle de platelage en fonction de la catégorie de trafic, des effets de l'action mixte de la tôle avec le revêtement, et de l'espacement entre les appuis de la tôle de platelage.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut fournir des indications concernant l'épaisseur de tôle à utiliser. Les dimensions de tôle recommandées sont les suivantes, voir Figure C.2 :

1. Epaisseur de la tôle de platelage au niveau de la chaussée sous la voie lente

   $t \geq 14$ mm pour une couche d'asphalte ≥ 70 mm,

   $t \geq 16$ mm pour une couche d'asphalte ≥ 40 mm.

2. Espacement entre les appuis de la tôle de platelage constitués par les âmes des raidisseurs au niveau de la chaussée

   $e/t \leq 25$, et valeur recommandée de $e \leq 300$ mm.

Localement, la valeur de *e* peut être augmentée de 5 % si nécessaire, par exemple pour une adaptation à la courbe en plan du pont.

3. Epaisseur de la tôle de platelage pour les passerelles piétonnes (avec véhicules d'entretien) :

   $t \geq 10$ mm et $e/t \leq 40$

   $e \leq 600$ mm.

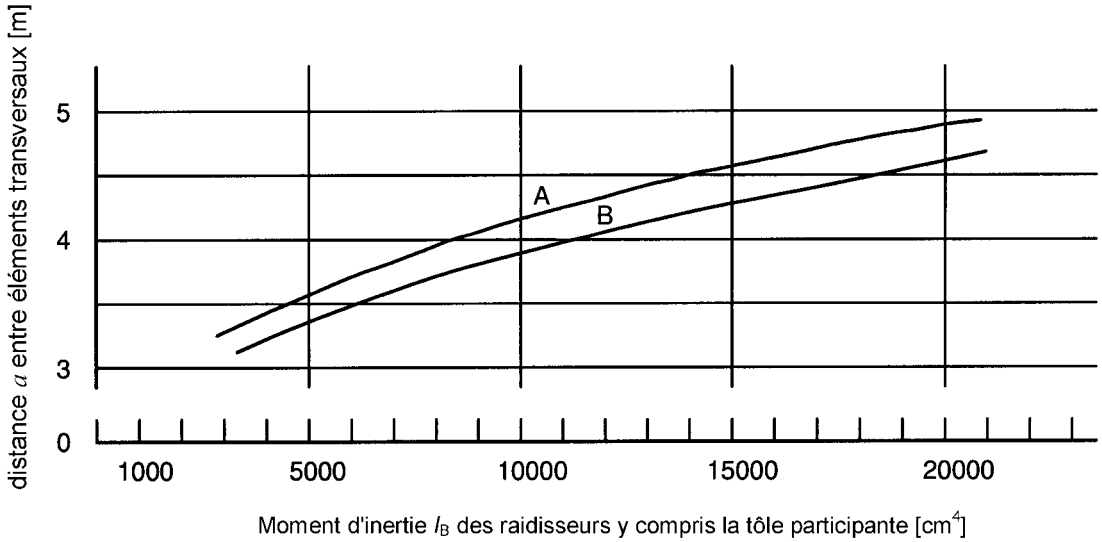
4. Epaisseur des raidisseurs:

   $t_{stiff} \geq 6$ mm

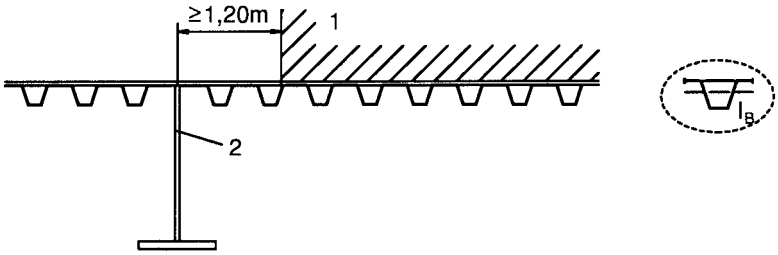
NOTE 2 Lorsque les valeurs données en NOTE 1 sont respectées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flexion de la tôle de platelage.

(2) Il convient de choisir la rigidité minimale des raidisseurs selon la catégorie de trafic et l'emplacement par rapport à la position des appuis constitués par les âmes des poutres principales ou des poutres longitudinales par rapport à la voie lente, afin de prévenir une fissuration du revêtement due aux flèches différentielles.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des informations concernant la rigidité minimale des raidisseurs. Les rigidités minimales spécifiées à la Figure C.4 sont recommandées.



Condition d'application de la courbe A



1 voie lente (trafic lourd)

2 âme de la poutre principale ou de la poutre longitudinale

NOTE a) La courbe A s'applique à tous les raidisseurs qui ne sont pas couverts par b).

b) La courbe B s'applique aux raidisseurs situés sous la voie de circulation la plus chargée, et à moins de 1,20 m d'une âme de poutre principale

c) La figure s'applique à tous les types de raidisseurs

Figure C.4 — Rigidité minimale des raidisseurs longitudinaux

C.1.2.3 Assemblages des tôles de roulement

(1) Les assemblages transverses (avec soudure transversale à la voie de circulation) sont généralement des soudures en X, ou en V avec reprise envers, ou en V sur latte-support céramique. Les soudures sur lattes de support métalliques, voir Figure C.6, ne sont pas recommandées du fait du croisement avec les raidisseurs.

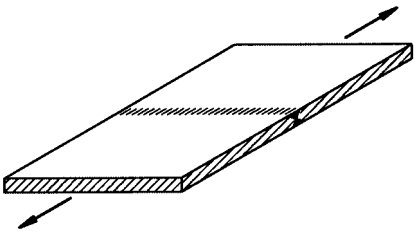


Figure C.5 — Assemblage de tôle de platelage transversalement à la voie de circulation, sans latte-support métallique

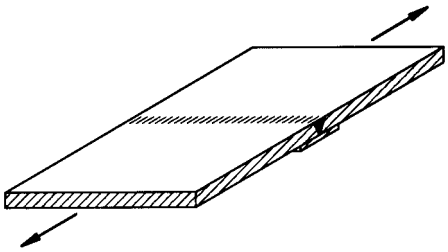
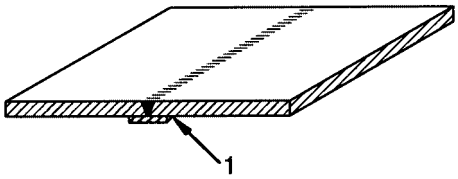


Figure C.6 — Assemblage de tôle de platelage, transversalement à la voie de circulation, avec latte-support céramique

(2) Pour les tolérances et les contrôle des assemblages de tôle de platelage sans latte-support, voir le Tableau C.4 (1).

(3) Il convient de concevoir les assemblages longitudinaux (avec soudures parallèle à la voie de circulation) comme les assemblages transversaux.



1 absence de soudure d'étanchéité

Figure C.7 — Assemblage de la tôle de platelage, parallèlement à la voie de circulation, avec support métallique

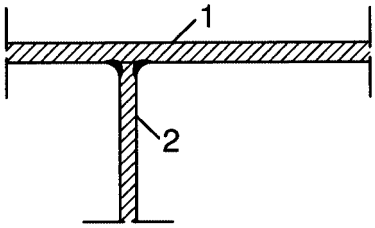
(4) Les soudures en V sur latte-support métallique peuvent être utilisées pour les assemblages longitudinaux avec les exigences suivantes :

1. exécution selon la Figure C.7

2. tolérances et contrôle selon le Tableau C.4 (2).

C.1.2.4 Assemblage entre la tôle de platelage et les âmes des poutres principales, des raidisseurs à profil ouvert et des poutres transversales

(1) Il convient de concevoir les soudures d'assemblage du tablier supérieur et des âmes comme des soudures d'angle conformément à la Figure C.8.



1 tôle de platelage
2 âme de la poutre principale

Figure C.8 — Assemblage entre la tôle de platelage et l'âme de la poutre principale

(2) Pour l'assemblage des raidisseurs à profil creux et de la tôle de platelage, voir C.1.3.

C.1.3 Raidisseurs

C.1.3.1 Actions dues à la fatigue

(1) Les actions dues à la fatigue ont pour origine

1. la flexion qui s'exerce sur les âmes, due aux déformations de la tôle de platelage transmises par les assemblages soudés entre le raidisseur et la tôle de platelage ;

2. le cisaillement dans les soudures entre les raidisseurs et la tôle de platelage, résultant de l'effort tranchant dans les raidisseurs ;

3. les contraintes normales dans les raidisseurs, résultant de la flexion des raidisseurs et des efforts normaux dues à la participation des raidisseurs à la reprise de la flexion générale ;

4. la flexion locale au niveau de l'assemblage entre les raidisseurs et les âmes des poutres transversales.

C.1.3.2 Type de raidisseurs

(1) Les raidisseurs peuvent être à profil fermé ou trapézoïdaux, en V, arrondis, ou à profil ouvert.

(2) Pour les raidisseurs à profil fermé, voir les recommandations du Tableau C.3 (2).

(3) Pour les raidisseurs à profil ouvert situés sous les voies de circulation, voir les recommandations du Tableau C.3 (3).

(4) En cas changement de l'épaisseur de la tôle des raidisseurs, il convient que le défaut d'alignement à la surface des tôles n'excède pas 2 mm.

C.1.3.3 Assemblage raidisseur-tôle de platelage

(1) Pour les raidisseurs à profil fermé situés sous la chaussée, il est recommandé que la soudure entre le raidisseur et la tôle de platelage soit une soudure bout à bout.

(2) Il convient que l'épaisseur de gorge a ne soit pas inférieure à l'épaisseur *t* du raidisseur, voir Tableau C.4 (3) et (4).

(3) Pour les assemblages entre le raidisseur et la tôle de platelage en dehors de la chaussée, le Tableau C.4 (5) s'applique.

(4) Pour les tolérances et les contrôles, voir Tableaux C.4 (3), (4) et (5).

C.1.3.4 Assemblage de continuité des raidisseurs

(1) L'assemblage des raidisseurs comprend généralement des plaques d'assemblage conformément au Tableau C.4 (6).

(2) Il convient que l'assemblage se situe à proximité du point d'inflexion du raidisseur (à une distance de 0,2 ℓ de la poutre transversale, où ℓ = portée du raidisseur).

(3) Il convient que la séquence de soudage soit telle que les contraintes résiduelles soient faibles et que la semelle inférieure du raidisseur soit soumise à une compression résiduelle. La séquence de soudage spécifiée dans le Tableau C.4 (6) est la suivante :

1. Première soudure entre le raidisseur et la plaque d'assemblage.

2. Deuxième soudure entre le raidisseur et la plaque d'assemblage. En [1] et [2] selon le Tableau C.4 (6), il convient de souder d'abord la semelle inférieure puis l'âme.

3. Soudure sur la tôle de platelage.

(4) Pour les soudures bout à bout entre les raidisseurs et la plaque d'assemblage, les tolérances et les inspections conformes au Tableau C.4 (7) s'appliquent généralement.

C.1.3.5 Assemblage des raidisseurs sur l'âme de la poutre transversale

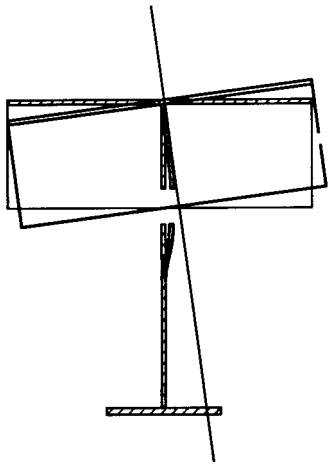
C.1.3.5.1 Généralités

(1) Les phénomènes de fatigue au niveau de l'assemblage des raidisseurs et de l'âme de la poutre transversale proviennent des causes suivantes, voir Figure C.9 :

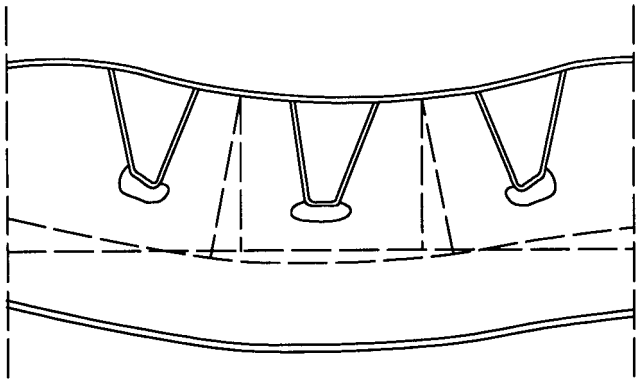
1. Les efforts tranchants, les moments de torsion et les contraintes dues à la distorsion des raidisseurs entraînent des contraintes dans les soudures d'angle entre les raidisseurs et l'âme de la poutre transversale.

2. Les rotations de flexion des raidisseurs entraînent des contraintes de flexion sur l'âme. Les effets de Poisson provoquent des déformations transversales des raidisseurs, empêchées au niveau de l'âme de la poutre transversale.

3. Les contraintes dans le plan et les déformations de l'âme de la poutre transversale peuvent entraîner une concentration de contraintes au niveau des bords des lunules ainsi que des déformations des raidisseurs.



rotation du raidisseur au niveau de son assemblage avec l'âme de la poutre transversale, voir C.1.3.5.1 (1) 2



déformations imposées du raidisseur dues à la répartition des déformations au niveau de l'âme de la poutre transversale, voir C.1.3.5.1(1) 3

Figure C.9 — Assemblage des raidisseurs et de l'âme de la poutre transversale

(2) L'ampleur de ces effets dépend :

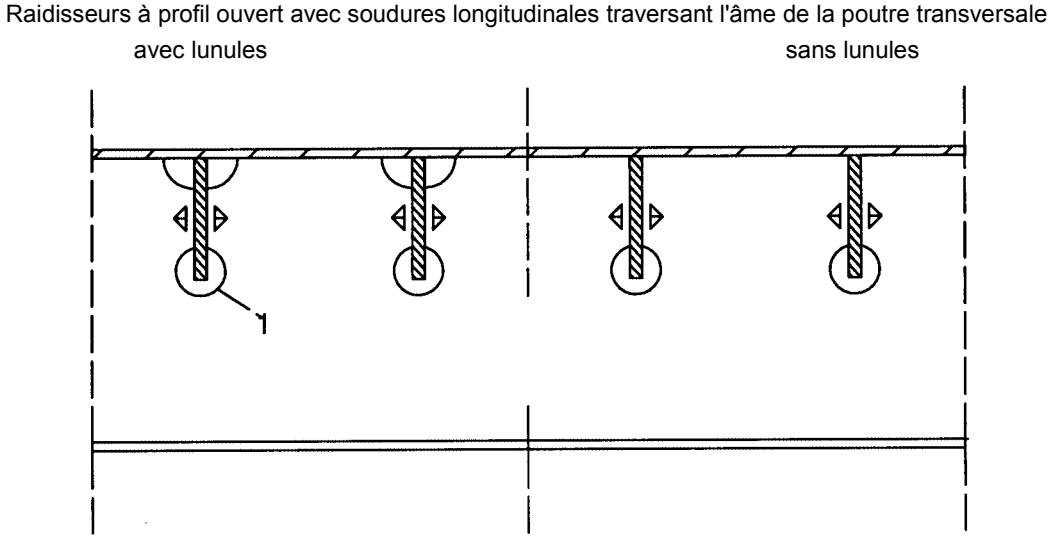
— dans le cas de continuité des raidisseurs à travers l'âme des éléments transversaux, des formes des découpes et lunules ;

— dans le cas de non-continuité des raidisseurs au niveau des âmes des poutres transversales, de leur forme et des assemblages.

(3) Il convient de préférence que les raidisseurs traversent les âmes de poutres transversales.

(4) Lorsque des raidisseurs ne peuvent traverser les âmes, par exemple pour les ponts dont les poutres transversales sont de faible hauteur, ou les ponts présentant un espacement réduit entre les poutres transversales, il convient que les raidisseurs soient interrompus suivant les recommandations de C.1.3.5.3.

(5) Pour les raidisseurs plats, voir Figure C.10, les actions dues à la fatigue (voir C.1.3.5.1 (1)) sont similaires à celles se produisant avec les raidisseurs à profil fermé ; les effets de C.1.3.5.1 (1) 3. sont toutefois moins importants.



1 lunule au niveau de la partie inférieure du raidisseur plat afin de prévenir toute fusion des arêtes vives

Figure C.10 — Assemblages des raidisseurs plats et des âmes des poutres transversales

C.1.3.5.2 Découpes au niveau des âmes des poutres transversales

(1) Pour les raidisseurs à profil fermé, il convient de concevoir les découpes comme suit, voir Figure C.11 :

1. avec des lunules au niveau de la partie inférieure du raidisseur, voir Figure C.11 a, avec soudage partiel du raidisseur et de l'âme, ou

2. sans lunules, voir Figure C.11 b, avec soudure périphérique complète.

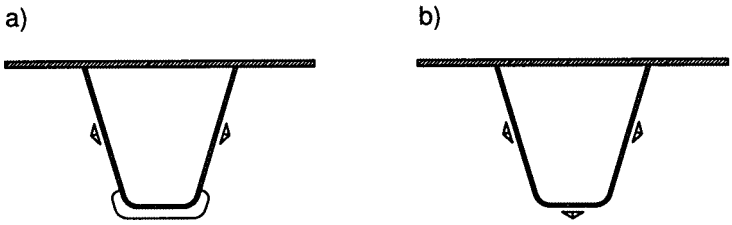
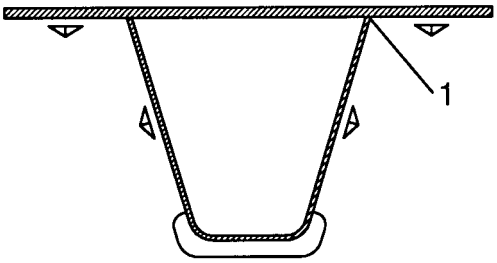


Figure C.11 — Découpes des âmes des poutres transversales avec ou sans lunules

(2) Il convient d'éviter toute présence de lunules sur l'âme de la poutre transversale au niveau des assemblages des raidisseurs et de la tôle de platelage, voir Figure C.12.



1 absence de lunules
dimensions conformes aux Tableaux C.4 (3), (4) et (5)

Figure C.12 — Assemblages soudés des raidisseurs à profil fermé et de l'âme d'une poutre transversale avec lunules

(3) Il convient que le profil des lunules de l'âme de la poutre transversale, voir Figure C.13, soit tel que :

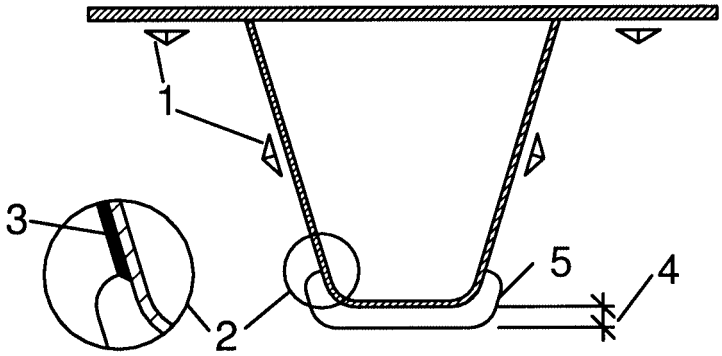
1. Les soudures entre les raidisseurs et l'âme ont une résistance appropriée et les retours ne comportent pas d'entailles, voir Figure C.13 a).

2. Les dimensions des lunules permettent :

   — de s'adapter aux tolérances de profil des raidisseurs et

   — de réaliser la préparation de surface, l'application et le contrôle de la protection anticorrosion, voir Figure C.13 b).

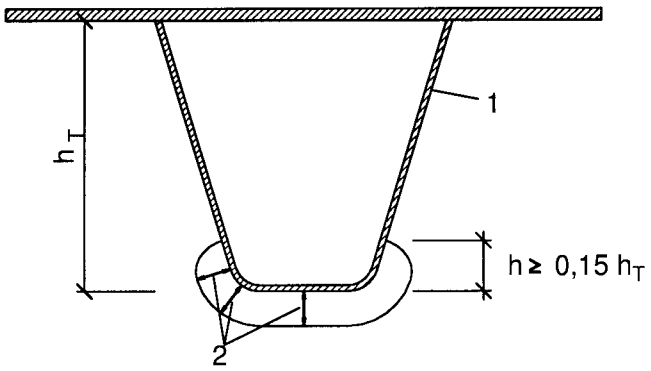
3. Les étendues de variation de contraintes $\Delta\sigma$, au niveau du bord des lunules, dues à la flexion dans le plan et à la flexion hors du plan de l'âme, se situent dans des limites acceptables, voir Figure C.13 c).



1 Soudures d'angle
2 détail a)
3 retournement de la soudure sans entaille, meulée si nécessaire
4 détail b)
5 détail c)

Figure C.13 — Détails critiques pour le profil des lunules

(4) Il convient que la dimension minimale des lunules soit conforme à l'ISO 12944-3 et à la Figure C.14.



1 épaisseur de l'âme de la poutre transversale $t_{w,crossb}$

2 valeur constante de l'espace libre $b \geq 2t_{w,crossb} \geq$ 25 mm

Figure C.14 — Dimensions minimales des lunules

(5) Les exigences relatives aux tolérances et à l'inspection sont données dans le Tableau C.4 (9).

(6) Pour l'assemblage des raidisseurs et de la poutre transversale d'extrémité, voir C.1.3.5.3.

(7) Pour l'assemblage des raidisseurs sans lunules, les exigences sont données dans le Tableau C.4 (8).

C.1.3.5.3 Raidisseurs interrompus entre les poutres transversales

(1) Des raidisseurs peuvent être interrompus entre les poutres transversales uniquement lorsque les conditions suivantes s'appliquent :

1. le pont est conçu pour un faible trafic uniquement, ou les raidisseurs ne sont pas situés sous la chaussée ;

2. l'espacement entre les poutres transversales est ≤ 2,75 m ;

3. les aciers constituant les âmes de la poutre transversale satisfont aux exigences relatives à la qualité Z conformément à l'EN 1993-1-10 ;

4. L'assemblage et la séquence de soudage sont conçus pour réduire les effets du retrait.

(2) Il convient d'effectuer l'assemblage des raidisseurs et de l'âme au moyen de soudures bout à bout avec une préparation des bords conforme aux exigences du Tableau C.4 (10).

C.1.3.5.4 Raidisseurs constitués de tôles plates

(1) Il convient que les raidisseurs plats traversant les âmes des poutres transversales comportent des soudures d'angle continues avec le tablier supérieur et soient soudés à l'âme des poutres transversales de chaque côté, voir Figure C.11.

(2) Un jeu maximum de 1mm est prévu pour réduire le retrait.

(3) Il convient que les exigences relatives aux dispositions constructives et au contrôle soient celles spécifiées dans le Tableau C.4 (11).

C.1.4 Poutres transversales

C.1.4.1 Généralités

(1) Les exigences relatives à la poutre transversale comprennent :

1. l'assemblage de l'âme avec les raidisseurs;

2. l'assemblage de l'âme et de la tôle de platelage ;

3. l'assemblage de l'âme de la poutre transversale et de l'âme de la poutre principale ;

4. l'assemblage de l'âme et de la semelle inférieure de la poutre transversale ;

5. les assemblages de la semelle inférieure de la poutre transversale et de l'âme de la poutre principale ou de la semelle inférieure de la poutre principale lorsque les deux semelles sont au même niveau ;

6. l'assemblage des poutres transversales et des raidisseurs transversaux, ossatures ou diaphragmes positionnés dans le même plan que les poutres transversales.

(2) Il convient de mesurer les rayons aux angles des bords libres des découpes ou lunules.

(3) Il convient d'appliquer les exigences détaillées données en C.1.4.2, C.1.4.3 et C.1.4.4.

C.1.4.2 Assemblages de l'âme de la poutre transversale

(1) Il convient que les exigences relatives aux dispositions constructives et au contrôle des assemblages soudés des âmes des poutres transversales et de la tôle de platelage, ainsi que de l'âme de la poutre principale soient celles spécifiées dans le Tableau C.4 (12) et le Tableau C.4 (13) respectivement.

(2) Il convient que les assemblages des âmes des poutres transversales soient soudés conformément au Tableau C.4 (14).

C.1.4.3 Assemblages de la semelle des poutres transversales

(1) Il convient que l'assemblage de la semelle inférieure de la poutre transversale et de l'âme de la poutre principale soit réalisé par soudure bout à bout conforme au Tableau C.4 (15).

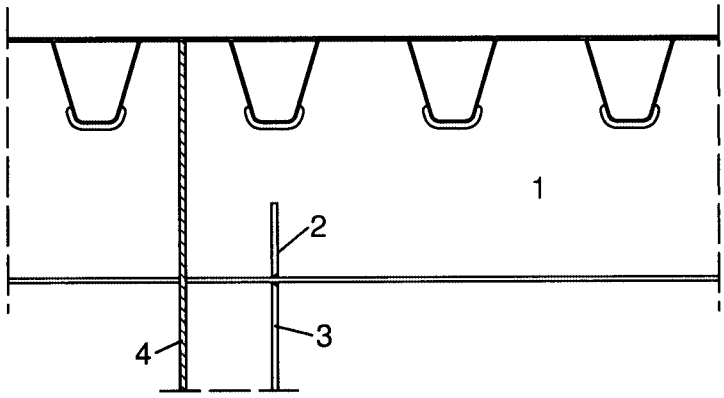
(2) Lorsque les semelles inférieures des poutres transversales et des poutres principales se situent dans le même plan, il convient que les assemblages soient conformes aux exigences spécifiées dans le Tableau C.4 (16).

(3) Il convient que les assemblages des semelles des poutres transversales soient conformes au Tableau C.4 (14).

C.1.4.4 Raidisseurs transversaux, ossatures ou diaphragmes

(1) Afin de réduire les concentrations de contrainte au niveau des assemblages entre les poutres transversales, les raidisseurs transversaux et les diaphragmes, il convient de prévoir un raidissage local approprié au niveau de tous les assemblages et de tous les joints.

(2) Il convient d'adopter pour les assemblages des composants des membrures et des poutres transversales, des dispositions constructives selon la Figure C.15. Il convient de vérifier les détails par rapport à la fatigue.



1 poutre transversale
2 raidisseur
3 raidisseur transversal de l'âme de la poutre principale
4 âme de la poutre principale

Figure C.15 — Assemblage type de la poutre transversale et du raidisseur transversal de l'âme de la poutre principale

C.2 Ponts ferroviaires

C.2.1 Généralités

(1) La présente Annexe donne des recommandations concernant la conception et les dispositions constructives des tabliers orthotropes des ponts ferroviaires. Elle couvre les dispositions relatives à une exécution conforme au niveau de qualité mentionné dans l'EN 1993-1-9.

(2) Les tabliers des ponts ferroviaires peuvent se composer des éléments suivants :

1. raidisseurs longitudinaux et poutres transversales ;

2. raidisseurs transversaux uniquement.

(3) Pour les tabliers de ponts avec raidisseurs longitudinaux, il convient d'utiliser des raidisseurs plats à profil ouvert ou des raidisseurs à profil fermé trapézoïdal.

(4) Il convient que les poutres transversales destinées aux tabliers de ponts avec raidisseurs à profil fermé longitudinaux comportent des semelles inférieures. Les poutres transversales des tabliers de ponts avec raidisseurs plats longitudinaux, peuvent ne pas comporter de semelles inférieures. Dans le cas des tabliers de ponts avec raidisseurs transversaux uniquement, des raidisseurs plats dépourvus de semelles inférieures peuvent être utilisés.

C.2.2 Epaisseur et dimensions

(1) Pour les tabliers de ponts avec raidisseurs longitudinaux et poutres transversales, voir Figure C.16, les exigences relatives aux épaisseurs et aux dimensions données dans le Tableau C.1 s'appliquent.

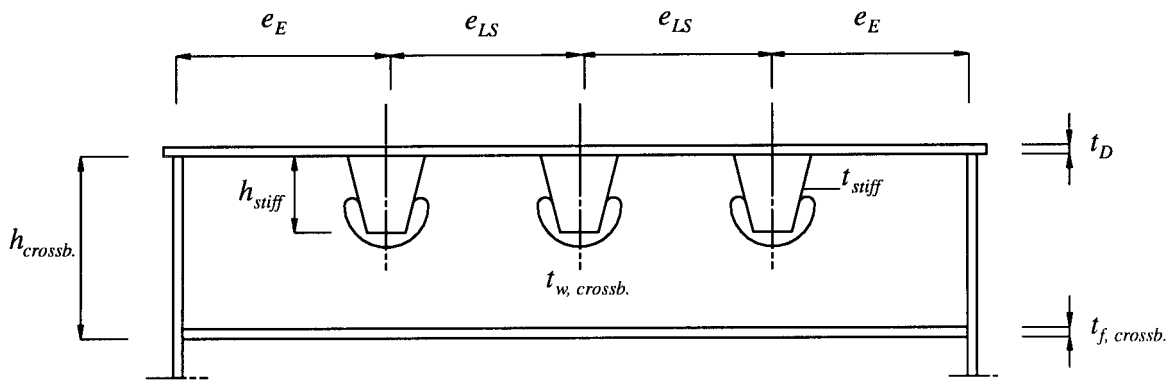


Figure C.16 — Détails types d'une poutre transversale

Tableau C.1 — Dimensions d'un tablier de pont avec raidisseurs longitudinaux

	raidisseurs à profil ouvert	raidisseurs à profil fermé
épaisseur du tablier t_D	$t_D \geq 14$ mm	$t_D \geq 14$ mm
espacement e_{LS} entre les raidisseurs	$e_{LS} \sim 400$ mm	600 mm $\leq e_{LS} \leq$ 900 mm
distance de rive e_E du premier raidisseur	$e_E \geq e_{LS}$	$e_E \geq e_{LS}$
espacement des poutres transversales e_{crossb}	$e_{crossb} \leq 2\,700$ mm	2 500 mm $\leq e_{crossb} \leq$ 3 500 mm
rapport de la hauteur du raidisseur à la hauteur de la poutre transversale h_{stiff}/h_{crossb}	$h_{stiff}/h_{crossb} \leq 0{,}5$	$h_{stiff}/h_{crossb} \leq 0{,}4$
épaisseur t_{stiff}	$t_{stiff} \geq 10$ mm	6 mm $\leq t_{stiff} \leq$ 10 mm
épaisseur de l'âme de la poutre transversale $t_{w,crossb}$	$t_{w,crossb} \geq 10$ mm	10 mm $\leq t_{w,crossb} \leq$ 20 mm
épaisseur de la semelle de la poutre transversale $t_{f,crossb}$	$t_{f,crossb} \geq 10$ mm	$t_{f,crossb} \geq 10$ mm

(2) Pour les tabliers de ponts avec raidisseurs transversaux uniquement, les exigences relatives à l'épaisseur de plaque et aux dimensions données dans le Tableau C.2 s'appliquent.

Tableau C.2 — Dimensions du tablier de pont avec raidisseurs transversaux uniquement

épaisseur du tablier t_D	$t_D \geq 14$ mm
espacement des poutres transversales e_{crossb}	$e_{crossb} \sim 700$ mm
distance de rive des poutres transversales e_E	$e_E \geq 400$ mm
épaisseur de l'âme de la poutre transversale $t_{w,crossb}$	$t_{w,crossb} \geq 10$ mm
épaisseur de la semelle de la poutre transversale $t_{f,crossb}$	(lorsque les semelles existent) $t_{f,crossb} \geq 10$ mm

C.2.3 Assemblage des raidisseurs et des poutres transversales

(1) Il convient que les raidisseurs longitudinaux traversent les âmes des poutres transversales.

(2) Il convient d'adopter, pour les assemblages des raidisseurs à profil ouvert et des âmes des poutres transversales, les dispositions constructives représentées à la Figure C.17.

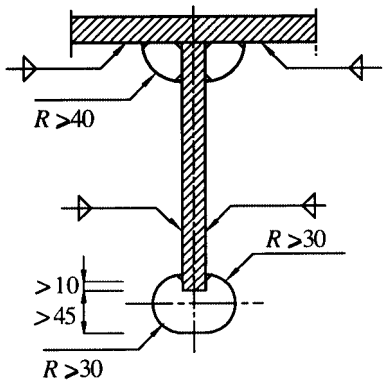
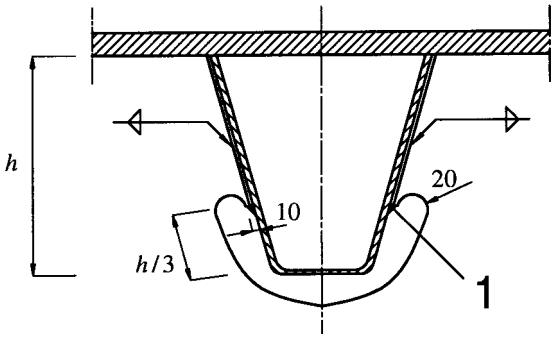


Figure C.17 — Assemblage entre un raidisseur plat et l'âme d'une poutre transversale

(3) Il convient d'adopter, pour l'assemblage des raidisseurs à profil creux et des âmes des poutres transversales, les dispositions constructives représentées à la Figure C.18.



1 retournement, sans entaille, meulage si nécessaire

Figure C.18 — Assemblage entre un raidisseur à profil fermé et l'âme d'une poutre transversale

C.2.4 Tolérances des préparation des soudures et contrôles

C.2.4.1 Généralités

(1) Sauf spécification contraire, il convient d'utiliser les Tableaux C.3 et C.4 pour les dispositions constructives, la préparation des soudures, les tolérances et les contrôles.

C.2.4.2 Assemblages des raidisseurs et de la tôle de platelage

C.2.4.2.1 Préparation des soudures des raidisseurs

(1) Pour les assemblages des raidisseurs et de la tôle de platelage, il convient que les arêtes des plaques profilées (voir Tableaux C.4 (3) et (4)) soient chanfreinées, voir Figure C.19.

(2) Un tel chanfreinage n'est pas nécessaire pour les épaisseurs de plaque $t < 8$ mm, lorsque des essais de soudabilité permettent de démontrer que les exigences relatives aux soudures bout à bout conformes à C.2.4.2.2 sont satisfaites.

C.2.4.2.2 Exigences relatives aux soudures bout à bout

(1) Les exigences relatives aux soudures bout à bout doivent être les suivantes :

— épaisseur de gorge a ≥ 0,9 t_{stiff}, voir Tableau C.4(7)

— talon au niveau de la base ≤ 0,25 *t* ou ≤ 2 mm selon la plus petite valeur

où *a* = dimension de la soudure ;

t = épaisseur de la plaque ;

t_{stiff} = épaisseur du raidisseur.

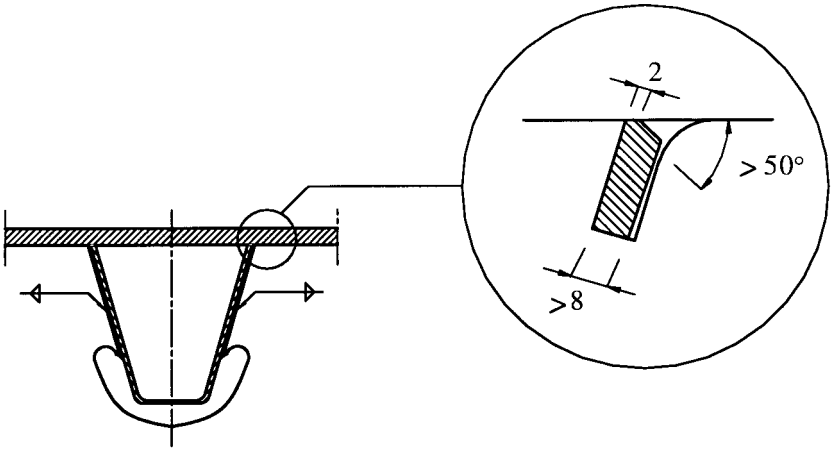


Figure C.19 — Préparation des soudures de l'assemblage raidisseur – tôle de platelage

C.3 Tolérances relatives aux produits semi-finis et à la fabrication

C.3.1 Tolérances relatives aux produits semi-finis

(1) Indépendamment des méthodes de fabrication destinées à la réalisation de la tôle de platelage ou au formage des profils pour raidisseurs, il convient que les tolérances de fabrication telles que spécifiées dans le Tableau C.4 soient satisfaites.

(2) Le Tableau C.3 donne les recommandations pour les approvisionnements. Ces recommandations peuvent être différentes lorsque les exigences du Tableau C.4 peuvent être satisfaites par d'autres mesures.

C.3.2 Tolérances de fabrication

(1) Les tolérances données dans le Tableau C.4 s'appliquent au calcul, à la fabrication et à l'exécution des tabliers de ponts.

(2) Le Tableau C.4 utilise les abréviations suivantes :

— Exigence 1 : Résultats d'essais externes conformes à l'EN ISO 5817 ;

— Exigence 2 : Résultats d'essais internes conformes à l'EN ISO 5817 ;

— Exigence 3 : Voir C.3.3 ;

— Exigence 4 : Aciers conformes à l'EN 10164 tel que requis dans l'EN 1993-1-10.

C.3.3 Exigences particulières relatives aux assemblages soudés

(1) Lorsque requis dans le Tableau C.4, les conditions spécifiées dans le Tableau C.5 s'appliquent outre l'EN ISO 5817.

Tableau C.3 — Tolérances relatives aux produits semi-finis

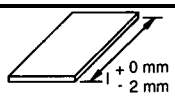
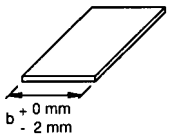
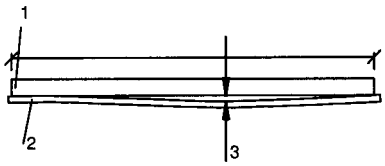
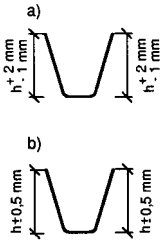
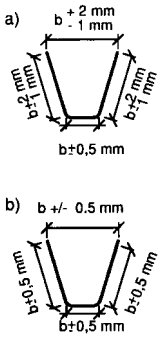
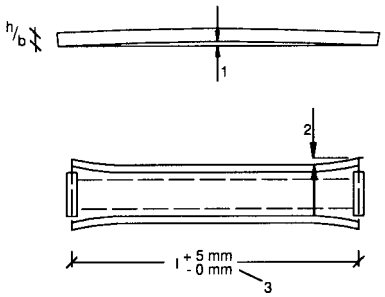
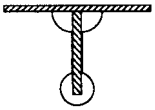
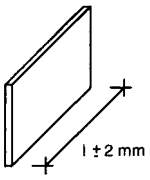
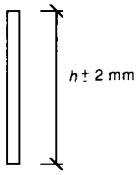
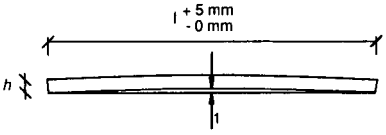
Produit	Epaisseur	Longueur / hauteur	Largeur	Rectitude	Remarques
1) Plaque pour tôle de platelage après découpe et dressage par roulage	EN 10029, classe C			 *1 longueur de mesure 2000 mm* *2 plaque* *3 écart max. 2,0 mm*	Longueur et largeurs y compris les dispositions relatives au retrait et après application de la préparation finale des soudures.
2) Profil formé a) pour traversées des poutres transversales avec découpes b) pour traversée des poutres transversales sans découpe 	EN 10029, classe C			a) et b)  *1 écartement max. L/1000* *2 élargissement max. + 1 mm* *3 pour assemblages de raidisseurs avec plaques d'assemblage* *rayon r = r ± 2 mm* *rotation de 1° sur une longueur de 4 m* *parallélisme 2 mm*	Epaisseur de plaque t ≥ 6 mm Pour le formage à froid, utiliser uniquement des matériaux appropriés à cette technique. *R/t* ≥4 pour la qualité des soudures dans la zone de formage à froid. Contrôle visuel des extrémités des profils pour déceler toute fissure ; en cas de doute par ressuage. ad b) En cas de dépassement des tolérances, les découpes au niveau des poutres transversales doivent être adaptées afin de satisfaire à la largeur de joint maximale,
3) Profil plat pour soudage des deux côtés 	EN 10029, classe C			 *1 écartement max. L/1000*	Epaisseur de plaque *t* ≥ 10 mm Choix de qualité Z conforme à l'EN 10164 et tel que défini dans l'EN 1993-1-10 .

Tableau C.4 — Fabrication

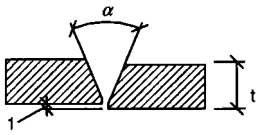
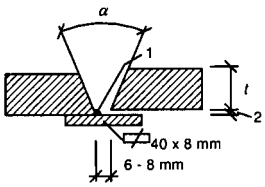
Disposition	Niveau de contrainte σ_{Ed}	Méthode d'essai et nombre d'essais	Résultats d'essais requis	Remarques
1) Assemblages de tôles de roulement sans latte-support  *1 défaut d'alignement ≤ 2 mm*	contrainte de traction $\sigma_{Ed} \leq 0{,}90\, f_{yk}$ et $\sigma_{Ed} > 0{,}75\, f_{yk}$	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage 2 contrôle par ultrasons ou radiographique à 100 %	ad 1a Les tolérances relatives à la préparation des soudures doivent être satisfaites, défaut d'alignement maximal ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 et 3 ad 2 Exigence 2 et 3	Exigence d'essai, voir C.3.3.
	contrainte de traction $\sigma_{Ed} \leq 0{,}75\, f_{yk}$ et $\sigma_{Ed} > 0{,}60\, f_{yk}$	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage 2 contrôle par ultrasons ou radiographique à 100 %	ad 1a Les tolérances relatives à la préparation des soudures doivent être satisfaites, défaut d'alignement maximal ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 et 3 ad 2 Exigence 2 et 3	Exigence d'essai, voir C.3.3.
	contrainte de traction $\sigma_{Ed} \leq 0{,}60\, f_{yk}$ ou contrainte de compression	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a Les tolérances relatives à la préparation des soudures doivent être satisfaites, défaut d'alignement maximal ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 et 3	Exigence d'essai, voir C.3.3.
2) Assemblages de tôles de roulement avec latte-support  *1 soudure de pointage* *2 défaut d'alignement ≤ 2 mm* Préparation des soudures et angle de préparation des soudures α dépendant du procédé de soudage. Raboutage des lattes-supports métalliques devant être constitué de soudures bout à bout avec chanfrein et reprise envers. Achèvement de tous les assemblages de raboutage avant la soudure de pointage de la tôle de platelage. Absence de soudures d'étanchéité.	contrainte de traction $\sigma_{Ed} \leq 0{,}90\, f_{yk}$ et $\sigma_{Ed} > 0{,}75\, f_{yk}$	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage. La fusion des soudures de pointage au moyen de cordons de soudure ultérieurs doit être vérifiée par des essais conventionnels 1b inspection visuelle à 100 % après soudage 2 contrôle radiographique à 100 %	ad 1a Les tolérances relatives à la préparation des soudures doivent être satisfaites, soudures de pointage des lattes-supports : Exigence 1 défaut d'alignement ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 écartements de fixation entre la plaque et la bande de soutien ≤ 1 mm ad 2 Exigence 2 et 3	ad 1a soudure de pointage de la soudure bout à bout définitive les soudures de pointage présentant des fissures doivent être éliminées
	contrainte de traction $\sigma_{Ed} \leq 0{,}75\, f_{yk}$ et $\sigma_{Ed} > 0{,}60\, f_{yk}$	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle après soudage, au moins 50 % 2 contrôle radiographique à 10 %	ad 1a Les tolérances relatives à la préparation des soudures doivent être satisfaites, soudures de pointage des lattes-supports : Exigence 1 défaut d'alignement ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 et 3 ad 2 Exigence 2 et 3	ad 1a soudure de pointage de la soudure bout à bout définitive les soudures de pointage présentant des fissures doivent être éliminées
	contrainte de traction $\sigma_{Ed} \leq 0{,}60\, f_{yk}$ ou contrainte de compression	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a Les tolérances relatives à la préparation des soudures doivent être satisfaites, défaut d'alignement ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 et 3	

Tableau C.4 (suite) — Fabrication

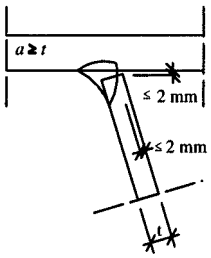
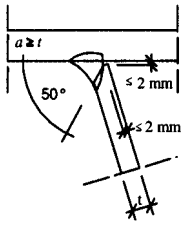
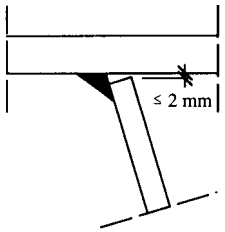
Disposition	Niveau de contrainte σ_{Ed}, τ_{Ed}	Méthode d'essai et nombre d'essais	Résultats d'essais requis	Remarques
3) Assemblage raidisseur-tôle de platelage (procédé de soudage entièrement automatique)  	indépendant du niveau de contrainte exercé sur la tôle	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage 2 Avant fabrication : essais conventionnels de soudage conformes à l'EN 288-3 ou, lorsque disponible, à l'EN 288-8 avec toutes les têtes de soudage. 3 Lors de la fabrication de chaque 120 m de tablier, 1 essai de production, avec au minimum 1 essai de production, avec toutes les têtes de soudage, vérification par essais sur coupe macroscopique	ad 1a Les tolérances relatives aux préparations des soudures doivent être satisfaites ad 1b Exigence 1 ad 2 Taux de fusion devant être satisfait / Exigence 2 à observer par préparation de coupes macroscopiques (1 fois au début ou à la fin et une fois au milieu de la soudure) ad 3 voir ad 2 : coupes macroscopiques à effectuer toutefois uniquement à partir du milieu de la soudure lors de l'essai de soudage	Les départs et les arrêts de soudure doivent être éliminés ad 2 Essais conventionnels de soudage sous le contrôle d'un organisme reconnu, vérification des paramètres de soudage au cours de la fabrication ad 3 Exécution, évaluation et documentation par un contrôle de la production en usine de transformation et surveillance par ce même type de contrôle
4) Assemblage raidisseur-tôle de platelage (procédé de soudage manuel et semi automatique), angle de préparation des soudures α dépendant du procédé de soudage et de l'accessibilité  	indépendant du niveau de contrainte exercé sur le tablier	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a Les tolérances relatives aux préparations des soudures doivent être satisfaites ad 1b Exigence 1	Les départs et les arrêts de soudure doivent être éliminés Cette exigence s'applique également aux soudures locales, par exemple aux assemblages entre raidisseurs avec plaques d'assemblage, voir 16).
5) Assemblage du raidisseur et de la tôle de platelage à l'extérieur de la chaussée (bordures)  gorge totale de la soudure d'angle a telle que requise par le calcul	charges piétonnières sans véhicules à l'exception des véhicules occasionnels	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à ≥ 25 % après soudage 2 Mesure de l'épaisseur totale	ad 1a La tolérance relative à l'écartement doit être satisfaite ad 1b Exigence 1 ad 2 L'exigence relative à l'épaisseur totale doit être satisfaite, et exigence 1	Les départs et les arrêts de soudure doivent être éliminés

Tableau C.4 (suite) — Fabrication

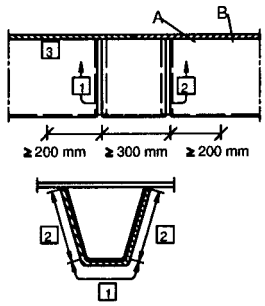
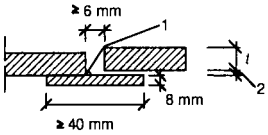
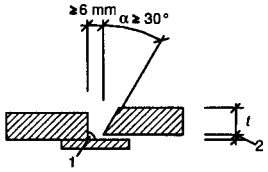
Disposition	Niveau de contrainte σ_{Ed}, τ_{Ed}	Méthode d'essai et nombre d'essais	Résultats d'essais requis	Remarques
6) Assemblage des raidisseurs avec plaques d'assemblage  *A soudure sur chantier* *B soudure en atelier*	indépendant du niveau de contrainte	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b = inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a La tolérance relative à l'écartement doit être satisfaite, défaut d'alignement entre raidisseur et plaque d'assemblage ≤ 2 mm ad 1b Exigences 1 et 3	La longueur non soudée du joint de chantier entre les raidisseurs et la tôle de platelage peut également être prévue sur un côté de l'assemblage uniquement. ad 1a Pour les largeurs de cordon de soudure, voir détail 7), pour la soudure sur chantier, voir détails 3), 4) et 5)
7) Assemblage des raidisseurs avec plaques d'assemblage a) pour les épaisseurs de plaque t = 6 - 8 mm  *1 soudure de pointage* continue *2 défaut d'alignement ≤ 2 mm* b) pour les épaisseurs de plaque t ≥ 8 mm  *1 soudure de pointage* continue *2 défaut d'alignement ≤ 2 mm* angle de préparation des soudures α dépendant du procédé de soudage et jeu dépendant de l'épaisseur de latte	indépendant du niveau de contrainte	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b = inspection visuelle à 100 % après soudage 2 Essai de la soudure par 1 essai de production	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite, défaut d'alignement ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 ad 2 Exigences 1 et 2	

Tableau C.4 (suite) — Fabrication

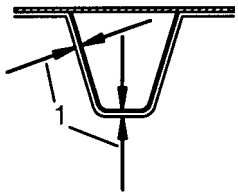
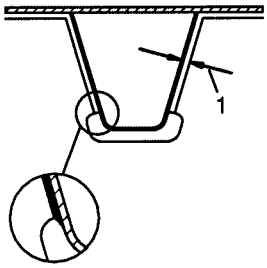
Disposition	Niveau de contrainte σ_{Ed} τ_{Ed}	Méthode d'essai et nombre d'essais	Résultats d'essais requis	Remarques
8) Assemblage raidisseur-poutre transversale avec les raidisseurs traversant la poutre transversale sans découpes  *1 jeu ≤ 3 mm*	Gorge du cordon $a = a_{nom}$ selon calcul avec un jeu $s \leq 2$ mm, pour des jeux supérieurs s : $a = a_{nom} + (s-2)$ Gorge du cordon minimale a = 4 mm	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite, largeur de gorge requise a disponible ad 1b Exigences 1 et 3	1. Il est supposé que le soudage des raidisseurs à la tôle de platelage (avec gabarits) précède l'assemblage et le soudage aux poutres transversales. 2. Les tolérances relatives aux découpes des poutres transversales suivent les tolérances relatives aux profils des raidisseurs, voir Tableau C.3, détail 2)b). 3. Il convient que les bords coupés des âmes des poutres transversales soient exempts de toute entaille ; dans le cas contraire, il convient de meuler les entailles. Pour l'oxycoupage, la plage 1 définie dans l'EN ISO 9013 s'applique.
9) Assemblage raidisseur-poutre transversale avec les raidisseurs traversant la poutre transversale avec découpes  *1 jeu ≤ 3 mm* soudures autour des bords des découpes sans entailles	Gorge du cordon $a = a_{nom}$ selon calcul avec un jeu $s \leq 2$ mm, pour des jeux supérieurs s: $a = a_{nom} + (s-2)$ Gorge du cordon minimale a = 4 mm	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite, largeur de gorge requise a disponible ad 1b Exigences 1 et 3	1. Il est supposé que le soudage des raidisseurs à la tôle de platelage (avec gabarits) précède l'assemblage et le soudage aux poutres transversales. 2. Les tolérances relatives aux découpes des poutres transversales suivent les tolérances relatives aux profils des raidisseurs, voir Tableau C.3, détail 2)a). 3. Il convient que les bords coupés des âmes des poutres transversales, y compris les découpes, soient exempts de toute entaille ; dans le cas contraire, il convient de meuler les entailles. Pour l'oxycoupage, la plage 1 définie dans l'EN ISO 9013 s'applique.

Tableau C.4 (suite) — Fabrication

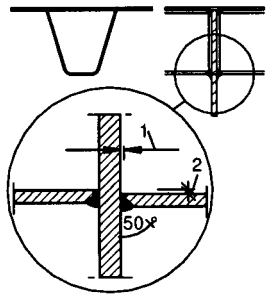
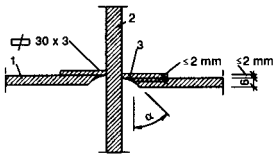
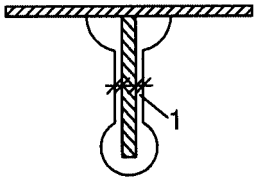
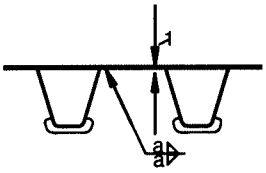
Disposition	Niveau de contrainte σ_{Ed} τ_{Ed}	Méthode d'essai et nombre d'essais	Résultats d'essais requis	Remarques
10) Assemblage raidisseur-poutre transversale avec raidisseurs interrompus entre les poutres transversales  *1 jeu ≤ 2 mm* *2 défaut d'alignement ≤ 2 mm* soudure à pénétration complète unilatérale (soudure en V) sans supoort  *1 raidisseur* *2 âme de poutre transversale* *3 soudure de pointage* soudure à pénétration complète d'un seul côté avec support	gorge du cordon a > $t_{stiffener}$	1a Inspection de la préparation des bords avant soudage 1b inspection visuelle 50 % au moins après soudage	ad 1a La tolérance relative à la préparation des bords doit être satisfaite, défaut d'alignement ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 et 3	1. Cette solution est admise uniquement pour les ponts à faible trafic et pour un espacement des poutres transversales ≤ 2,75 m. 2. Ames des poutres transversales, voir exigence 4. 3. Il est recommandé d'adopter une séquence d'assemblage et de soudage des raidisseurs et des poutres transversales qui prévienne les effets nocifs du retrait. 4. lattes-support d'une seule pièce, voir 7). 5. Soudures de pointage uniquement à l'intérieur des soudures définitives
11) Assemblage raidisseur-poutre transversale avec profilés plats traversants  *1 écartement ≤ 1 mm*	gorge des cordons de soudure d'angle selon calcul	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite ad 1b Exigences 1 et 2	Il convient que les bords coupés de la poutre transversale soient préparés sans entailles ni durcissement ; dans le cas contraire, il convient de meuler les bords. Pour l'oxycoupage, la plage 1 définie dans l'EN ISO 9013 s'applique.
12) Assemblage de l'âme de la poutre transversale et de la tôle de platelage (avec ou sans découpes)  *1 écartement ≤ 1 mm*	gorge des cordons de soudure d'angle selon calcul	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite, exigences 1 et 2 ad 1b Exigence 1	Il convient de préparer les bords oxycoupés conformément à la plage 1 définie dans l'EN ISO 9013.

Tableau C.4 (suite) — Fabrication

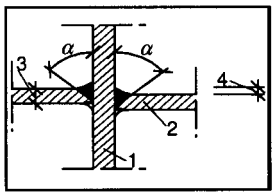
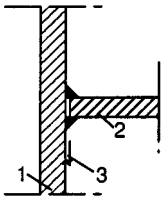
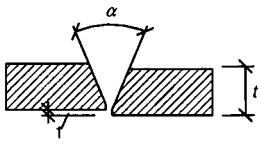
Disposition	Niveau de contrainte σ_{Ed}	Méthode d'essai et nombre d'essais	Résultats d'essais requis	Remarques
13) Assemblage des âmes des poutres transversales et de l'âme de la poutre principale a) pour les poutres transversales continues  *1 âme de la poutre principale* *2 âme de poutre transversale* *3* $t_{w,crossb}$ *4 défaut d'alignement ≤ 0,5* $t_{w,crossb}$	indépendant du niveau de contrainte	1a Inspection de la préparation des bords avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite, exigence 1 pour a), défaut d'alignement ≤ 0,5 $t_{web,cross\ beam}$ ad 1b Exigence 1	Exécution avec soudures à pénétration complète, angle de préparation des soudures α et préparation des soudures conformément au procédé de soudage et à l'épaisseur de plaque.
b) pour les poutres transversales non continues  *1 âme de la poutre principale* *2 âme de poutre transversale* *3 écartement ≤ 2 mm*	épaisseur totale de la soudure d'angle selon calcul	voir ci-dessus	ad 1a voir ci-dessus ad 1b voir ci-dessus	Exécution avec soudures d'angle, voir détail 12)
14) Assemblage de la semelle inférieure ou de l'âme de la poutre transversale  *1 défaut d'alignement 0 – 2 mm*	indépendant du niveau de contrainte	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage 2 contrôle par ultrasons (UT) ou radiographique (RT) à ≥10 %	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite, exigence 1, défaut d'alignement ≤ 2 mm ad 1b Exigence 1 et 3 2 Exigence 2	

Tableau C.4 (fin) — Fabrication

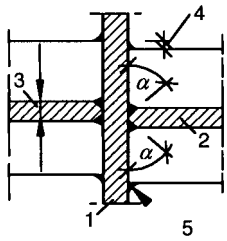
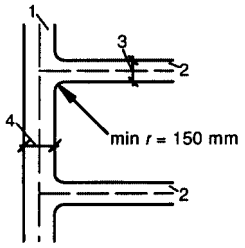
Disposition	Niveau de contrainte σ_{Ed}	Méthode d'essai et nombre d'essais	Résultats d'essais requis	Remarques
15) Assemblage des semelles des poutres transversales et de l'âme de la poutre principale  *1 âme de la poutre principale* *2 âme de poutre transversale* *3* $t_{w,crossb}$ *4 défaut d'alignement* $\leq 0,5$ $t_{w,crossb}$ *5* $r \geq \frac{t_{w,maingirder}}{2} \geq 8$	indépendant du niveau de contrainte	1a Inspection de la préparation des soudures avant soudage 1b inspection visuelle à 100 % après soudage	ad 1a La tolérance relative à la préparation des soudures doit être satisfaite, défaut d'alignement $0,5 \leq t_{web,crossbeam}$ ad 1b Exigence 1 et 3	1. Ames des poutres principales, exigence 4. 2. Pour des épaisseurs de plaque inférieures, les soudures en V avec reprise envers peuvent être utilisées, voir 13). 3. Il convient d'utiliser uniquement des soudures bout à bout à pénétration complète avec reprise envers.
16) Assemblage dans le plan des semelles des poutres transversales et des poutres principales  *1 poutre principale* *2 poutre transversale* *3* b_{crossb} *4* $b_{main\ girder}$	rayon minimal au niveau de l'assemblage min r = 150 mm, toutes les épaisseurs sont égales, dans le cas contraire, une évaluation de la fatigue est nécessaire			Les raccordements doivent être meulés.

Tableau C.5 — Conditions complémentaires à l'EN ISO 5817

Complément au N°	Discontinuité	Exigence complémentaire
3	Soufflures et soufflures sphéroïdales	seules les soufflures isolées de faible dimension sont acceptables
4	Nid de soufflures	nombre maximal de soufflures : 2 %
5	Soufflures allongées, soufflures vermiculaires	absence de soufflures de plus grande dimension
10	Mauvais ajustement, soudures d'angle	vérification de toutes les soudures transversales, petite retassure acceptable uniquement localement
		$b \leq 0{,}3 + 0{,}10\ a$, toutefois $b \leq 1$ mm b = manque d'ajustage ou retassure respectivement.
11	Caniveau	a) soudures bout à bout uniquement acceptables localement $h \leq 0{,}5$ mm b) soudures d'angle non acceptables lorsqu'ils sont perpendiculaires à la direction des contraintes, les caniveaux doivent être éliminés par meulage.
18	Défaut d'alignement des bords	maximum 2 mm élimination des arêtes vives
24	Amorçage, coup d'arc	non acceptable en dehors de la zone de fusion
26	Défauts multiples au niveau d'une section transversale	non admis
6	Inclusions solides	non admis
25	Projections	élimination des projections et de leurs zones thermiquement affectées

Annexe D
(informative)

Longueurs de flambement des éléments de ponts et hypothèses relatives aux imperfections géométriques

D.1 Généralités

(1) La présente Annexe donne les coefficients de longueur de flambement β qui peuvent être utilisés pour le calcul des éléments comprimés des ponts selon l'expression :

$$\ell_K = \beta\ L \qquad \text{(D.1)}$$

(2) La présente Annexe fournit également des indications pour l'application des imperfections lorsqu'est effectuée une analyse de second ordre, voir 5.3.2 de l'EN 1993-1-1.

(3) Les imperfections peuvent être déterminées soit à partir du mode de flambement approprié, voir 5.3.2(10) de l'EN 1993-1-1, soit à partir des hypothèses simplifiées relatives aux imperfections des éléments, voir 5.3.2(3) de l'EN 1993-1-1.

D.2 Treillis

D.2.1 Eléments verticaux et diagonaux avec extrémités fixes

(1) Sauf recours à une vérification plus précise, on peut utiliser les valeurs suivantes, eu égard aux rigidités relatives et à la nature des assemblages :

— pour le flambement dans le plan : $\beta = 0{,}9$

— pour le flambement hors du plan : $\beta = 1{,}0$

D.2.2 Eléments verticaux faisant partie d'une ossature en cadre, voir Figure D.1a ou D.1b

(1) Le coefficient de longueur de flambement β peut être pris dans le Tableau D.1

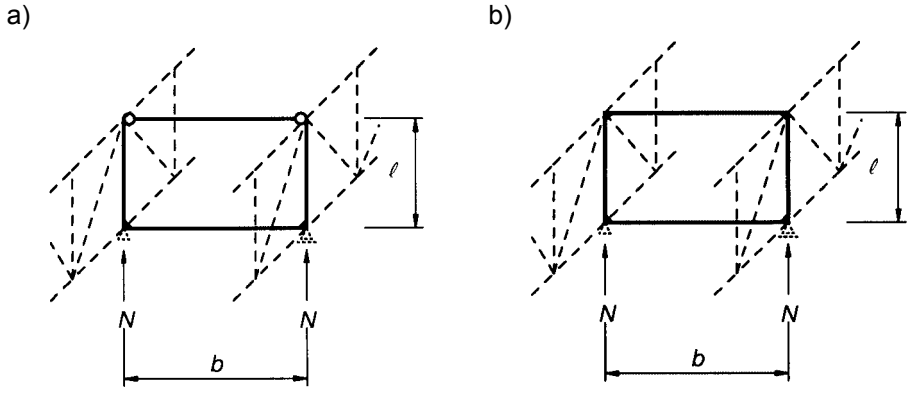
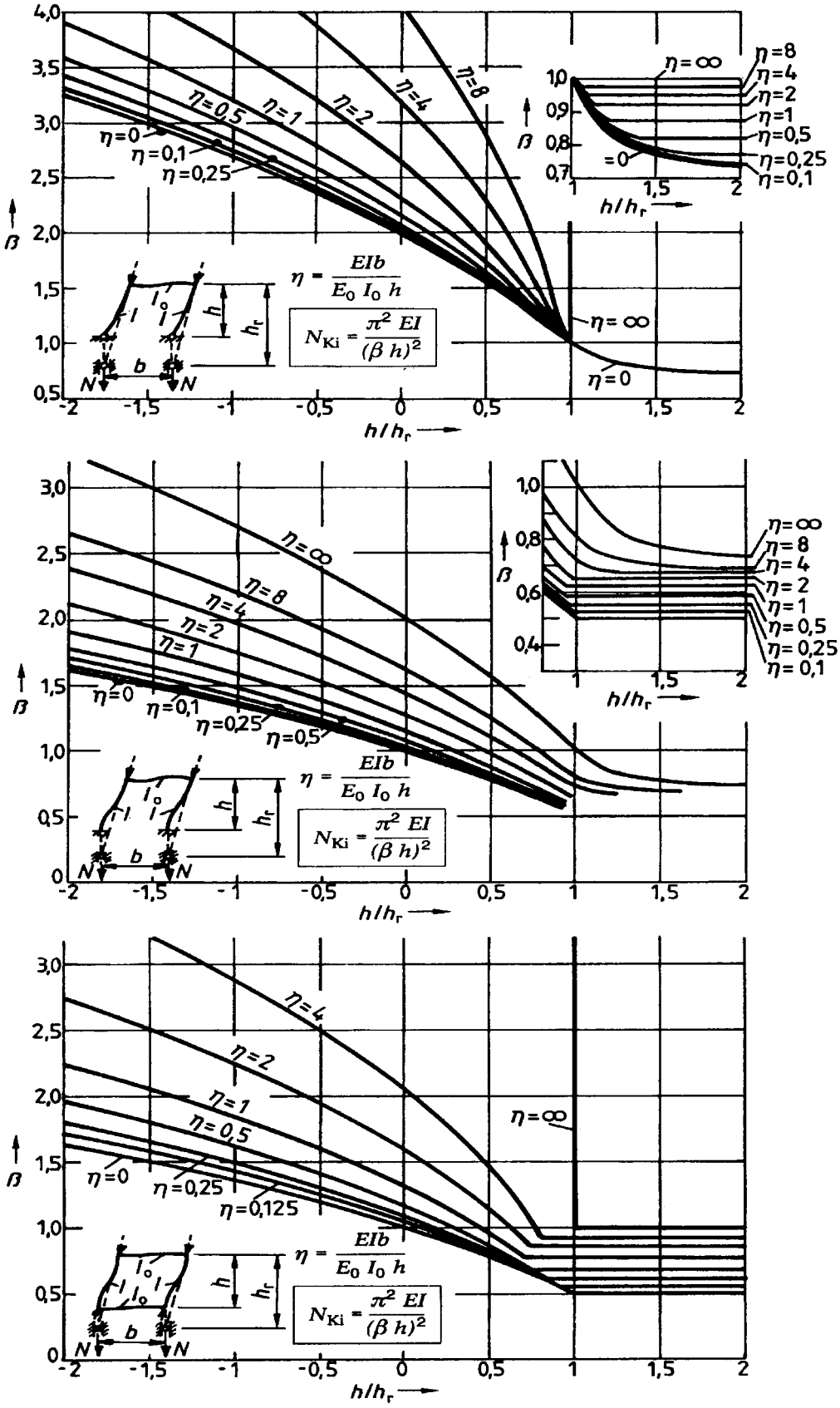


Figure D.1 — Eléments verticaux faisant partie d'une ossature en cadre

Tableau D.1 — Coefficients de longueur de flambement β

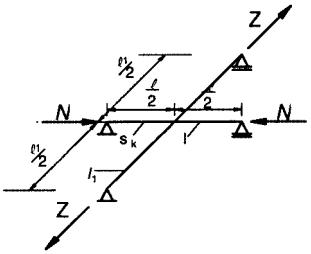
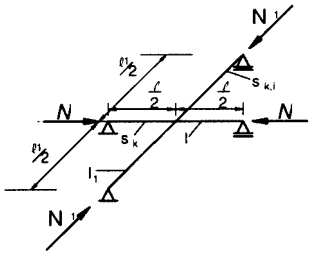
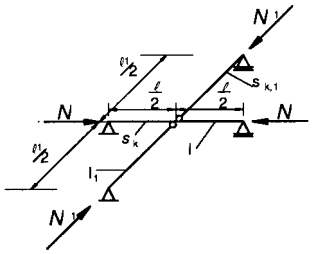
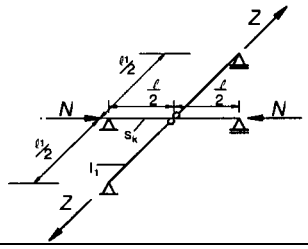
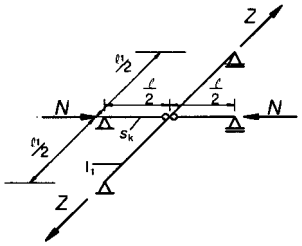
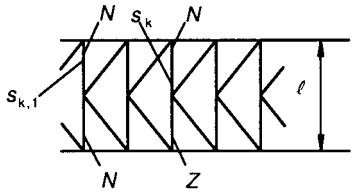


D.2.3 Flambement des diagonales hors du plan

(1) Les longueurs de flambement des diagonales des treillis peuvent être prises dans le Tableau D.2.

(2) Il convient que les assemblages aient une rigidité et une résistance en flexion propres à assurer la continuité des diagonales telle qu'elle figure dans le Tableau D.2.

Tableau D.2 — Longueurs de flambement

	1	2	3
1		$\beta = \sqrt{\dfrac{1-\dfrac{3}{4}\dfrac{Z\ell}{N\ell_1}}{1+\dfrac{I_1\ell^3}{I\ell_1^3}}}$ avec $\beta \geq 0{,}5$	
2		$\beta = \sqrt{\dfrac{1+\dfrac{N_1\ell}{N\ell_1}}{1+\dfrac{I_1\ell^3}{I\ell_1^3}}}$ avec $\beta \geq 0{,}5$	$\beta_1 = \sqrt{\dfrac{1+\dfrac{N\ell_1}{N_1\ell}}{1+\dfrac{I\ell_1^3}{I_1\ell^3}}}$ avec $\beta_1 \geq 0{,}5$
3		éléments comprimés continus $\beta = \sqrt{1+\dfrac{\pi^2}{12}\dfrac{N_1\ell}{N\ell_1}}$	éléments comprimés articulés $\beta_1 = 0{,}5$ lorsque $EI \geq \dfrac{N_1\ell^3}{\pi^2\ell_1}\left(\dfrac{\pi^2}{12}+\dfrac{N\ell_1}{N_1\ell}\right)$
4		$\beta = \sqrt{1-0{,}75\dfrac{Z\ell}{N\ell_1}}$ avec $\beta \geq 0{,}5$	
5		$\beta = 0{,}5$ lorsque $\dfrac{N\ell_1}{Z\ell} \leq 1$ ou lorsque $EI_1 \geq \dfrac{3Z\ell_1^2}{4\pi^2}\left(\dfrac{N\ell_1}{Z\ell}-1\right)$	
6		$\beta = \left(0{,}75-0{,}25\left\lvert\dfrac{Z}{N}\right\rvert\right)$ avec $\beta \geq 0{,}5$	$\beta_1 = \left(0{,}75-0{,}25\dfrac{N_1}{N}\right)$ $N_1 < N$

(3) Pour les diagonales maintenues élastiquement à mi-portée, voir Figure D.2 et expression (D.2) :

$$\beta = \sqrt{1 - \frac{3}{16}\frac{C\,L}{N}} \qquad \text{(D.2)}$$

où L est la longueur d'épure

N est la plus grande des deux valeurs N_1 ou N_2

C est la rigidité du maintien transversal, limitée à $C \leq \frac{4N}{\ell}$

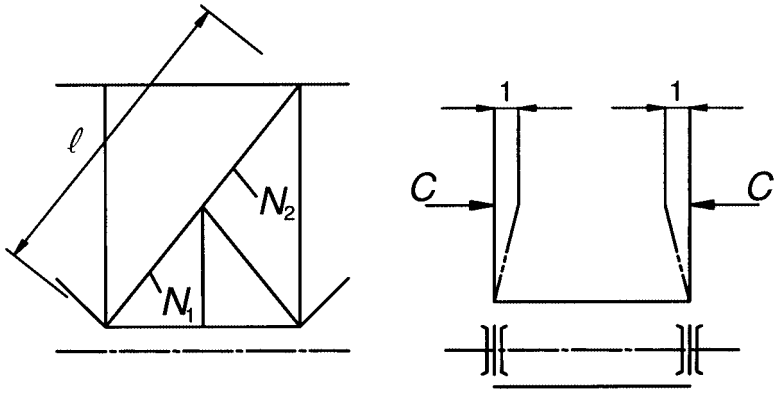


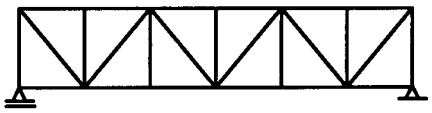
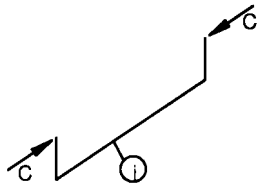
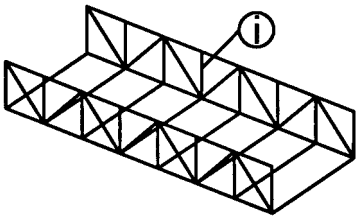
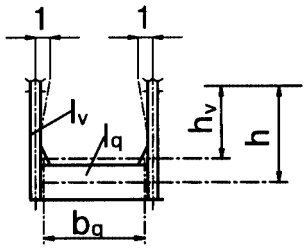
Figure D.2 — Diagonale avec maintien élastique à mi-portée

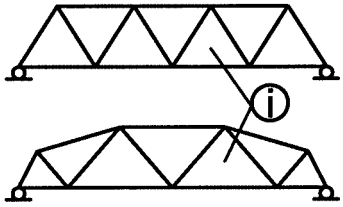
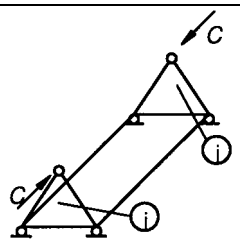
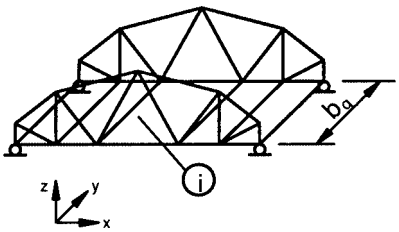
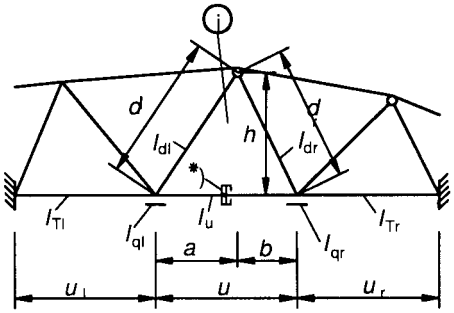
D.2.4 Membrures comprimées des ponts ouverts

(1) Les membrures comprimées peuvent être modélisées comme des montants avec appuis latéraux.

(2) La rigidité des appuis latéraux peut être déterminée selon le Tableau D.3.

Tableau D.3 — Rigidités latérales C_d pour les treillis sans montants

	1	2
1	 Exemple de ponts à treillis avec montants	
1a	 Modélisation	 $C = \dfrac{EI_v}{\dfrac{h_v^3}{3} + \dfrac{h^2 b_q I_v}{2I_q}}$

2	 Exemple de ponts à treillis sans montants	 Ossature en U dans les ponts à treillis sans montants
2a	 Modélisation	 *) articulation en torsion Modélisation : membrure inférieure de l'ossature en U avec rigidité de flexion I_ℓ uniquement, membrures inférieures adjacentes avec rigidité de torsion I_T
2b	rigidité $C = \dfrac{A+B-2D}{AB-D^2} EI_u$	
2c	$A = \dfrac{h^2 I_u}{n_\ell} + \dfrac{d_\ell^3 I_u}{3I_{d\ell}} + \dfrac{a^2 u}{3}$ $\quad n_\ell = \dfrac{2}{b_q} I_{q\ell} + \dfrac{GI_{T\ell}}{Eu_\ell}$ $B = \dfrac{h^2 I_u}{n_r} + \dfrac{d_r^3 I_u}{3I_{dr}} + \dfrac{b^2 u}{3}$ $\quad n_r = \dfrac{2}{b_q} I_{qr} + \dfrac{GI_{Tr}}{Eu_r}$ $D = \dfrac{1}{6} abu$ Les longueurs d_ℓ, d_r, a, b, u et b_q peuvent être réduites dans le cas d'extrémités encastrées. u_ℓ et u_r peuvent être réduites dans le cas d'extrémités rigides en torsion. $EI_{d\ell}$, EI_{dr}, EI_u = rigidité de flexion des diagonales et membrures inférieures pour la flexion hors du plan $EI_{q\ell}$, EI_{qr} = rigidité de flexion de la poutre transversale $GI_{T\ell}$, GI_{Tr} = rigidité de torsion de St. Venant des membrures adjacentes	

D.3 Ponts en arc

D.3.1 Généralités

(1) On donne ici les 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} de l'arc dans son plan est donné par :

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s}\right)^2 EI_y \tag{D.3}$$

où N_{cr} correspond à l'effort exercé au niveau des appuis ;

s est la demi-longueur de l'arc ;

EI_y est la rigidité de flexion dans le plan de l'arc ;

β est le coefficient de longueur de flambement.

(3) L'effort de flambement critique des arcs autoporteurs pour le flambement hors du plan est donné par :

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta l}\right)^2 EI_z \tag{D.4}$$

où N_{cr} correspond à l'effort exercé au niveau des appuis ;

ℓ est la longueur projetée de l'arc ;

EI_z est la rigidité de flexion hors du plan de l'arc ;

β est le coefficient de longueur de flambement.

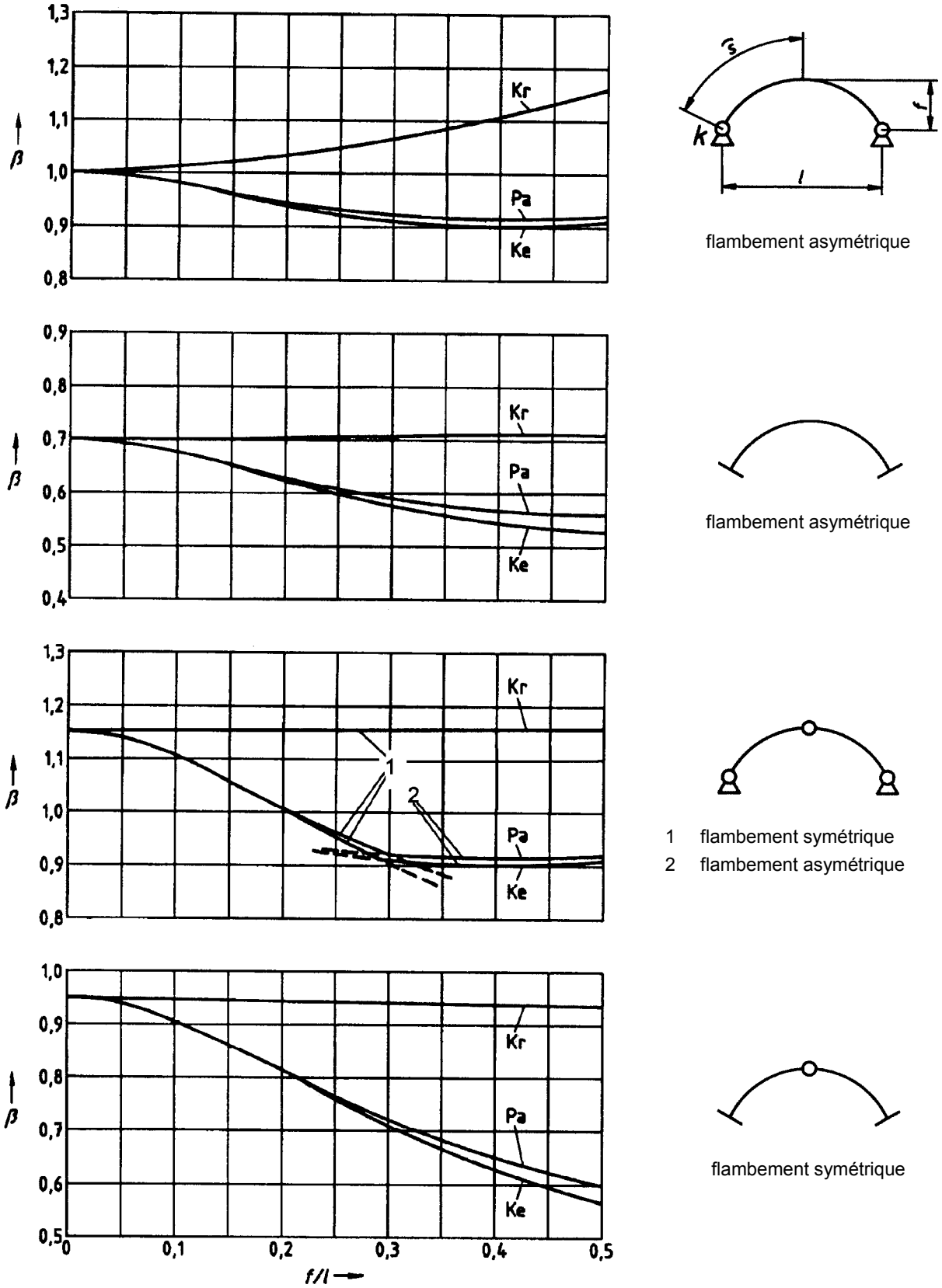
(4) Le flambement hors du plan des arcs comprenant des contreventements et des cadres peut être vérifié par un contrôle de la stabilité des cadres d'extrémité.

D.3.2 Coefficients de flambement dans le plan des arcs

(1) Les coefficients de flambement β des arcs sur appuis fixes sont donnés dans le Tableau D.4.

(2) Les coefficients de flambement β des arcs comportant un tirant et des suspentes sont donnés à la Figure D.4.

Tableau D.4 — Coefficient de longueur de flambement β pour les arcs avec $f/\ell > 0.1$



Pa: forme parabolique Ke: forme funiculaire Kr: forme circulaire
pour Pa et Ke, la charge est verticale

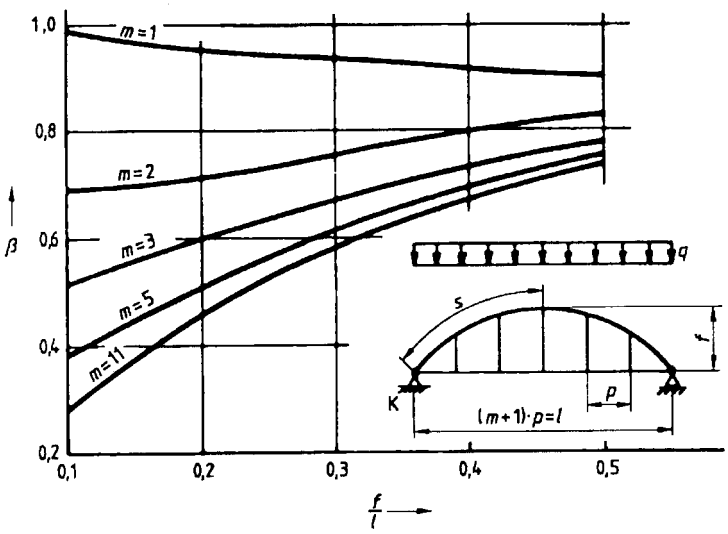


Figure D.4 — Coefficient de flambement β

(3) Le flambage des arcs dans leur plan peut être supposé empêché si le critère suivant est satisfait :

$$\ell \sqrt{\frac{EA}{12EI_y}} > K \qquad \text{(D.5)}$$

où A est l'aire de section transversale

I_y est le moment d'inertie

K est un coefficient

(4) Le coefficient K peut être pris dans le Tableau D.5.

Tableau D.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

D.3.3 Coefficients de flambement hors du plan pour les arcs autoporteurs

(1) Pour le flambement hors du plan des arcs autoporteurs, on peut utiliser les coefficients de flambement suivants :

$$\beta = \beta_1 \, \beta_2 \tag{D.6}$$

où β_1 est donné dans le Tableau D.6 et β_2 est donné dans le Tableau D.7.

Tableau D.6 — Valeurs β_1

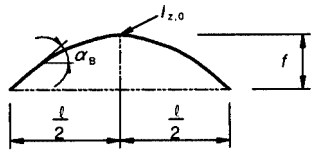
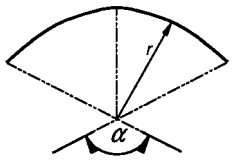
f/ℓ	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	
I_z constant	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07	
I_z variable $I_z(\alpha_B) = \dfrac{I_{z,0}}{\cos\alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

Tableau D.7 — Valeurs β_2

Charge	β_2	Commentaires
hypothèse en sécurité (Le tablier est fixé au sommet de l'arc)	1	 q charge totale q_H partie de charge transmise par les suspentes q_{St} partie de charge transmise par les montants
par les suspentes	$1 - 0{,}35\dfrac{q_H}{q}$	
par les montants	$1 - 0{,}45\dfrac{q_{St}}{q}$	

(2) Pour le flambement hors du plan des arcs circulaires autoporteurs avec charge radiale, on peut considérer le coefficient de flambement β suivant :

$$\beta = \pi r \alpha \frac{\sqrt{\pi^2 + \alpha^2 K}}{\ell\left(\pi^2 - \alpha^2\right)} \tag{D.7}$$

où r est le rayon du cercle

α est l'angle de l'arc $0 < \alpha < \pi$

$$K = \frac{EI_z}{GI_T}$$

D.3.4 Flambement hors du plan des arcs avec contreventement et cadres d'extrémité

(1) Le flambement hors du plan peut être vérifié par un contrôle de stabilité des portiques d'extrémité conduit selon D.2.2.

(2) Le coefficient de longueur de flambement β peut être pris dans le Tableau D.1, en utilisant la géométrie de la Figure D.5.

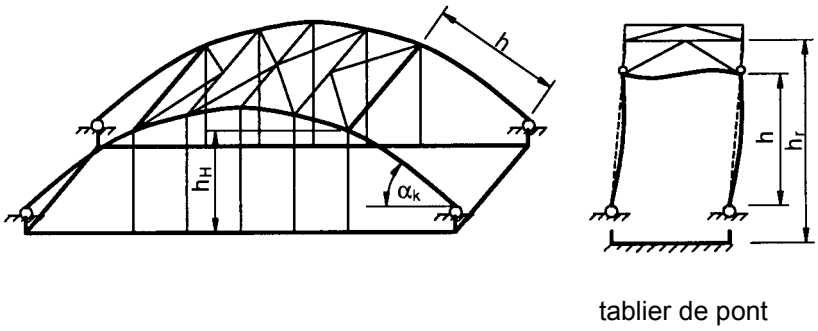


Figure D.5 — Flambement des cadres dans les arcs

(3) La valeur h_r donnée dans le Tableau D.1 peut être considérée comme la moyenne de toutes les longueurs $h_H \dfrac{1}{\sin \alpha_k}$ des suspentes.

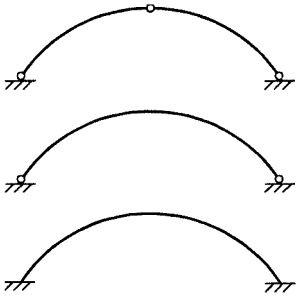
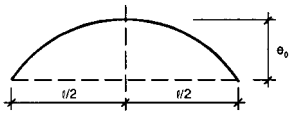
D.3.5 Imperfections

(1) A moins que les modes de flambement appropriés ne soient utilisés pour les imperfections, voir 5.3.2(10) de l'EN 1993-1-1, les imperfections en arc spécifiées dans le Tableau D.8 pour le flambement dans le plan des arcs, et dans le Tableau D.9 pour le flambement hors du plan des arcs, peuvent être utilisées.

Tableau D.8 — Forme et amplitudes des imperfections pour le flambement dans le plan des arcs

	1	2	3			
		forme de l'imperfection (sinus ou parabole)	e_0 selon la courbe de flambement correspondant à la classification de la section			
			a	b	c	d
1			$\dfrac{s}{300}$	$\dfrac{s}{250}$	$\dfrac{s}{200}$	$\dfrac{s}{150}$
2			$\dfrac{\ell}{600}$	$\dfrac{\ell}{500}$	$\dfrac{\ell}{400}$	$\dfrac{\ell}{300}$

Tableau D.9 — Forme et amplitudes des imperfections pour le flambement hors du plan des arcs

	forme de l'imperfection (sinus ou parabole)	e_0 selon la courbe de flambement correspondant à la classification de la section				
			a	b	c	d
		$\ell \leq 20$ m	$\frac{\ell}{300}$	$\frac{\ell}{250}$	$\frac{\ell}{200}$	$\frac{\ell}{150}$
		$\ell > 20\ m$ $\ell_1 = \sqrt{20\ \ell[m]}$	$\frac{\ell_1}{300}$	$\frac{\ell_1}{250}$	$\frac{\ell_1}{200}$	$\frac{\ell_1}{150}$

Annexe E
(informative)

Combinaison des effets des charges locales de roues et pneumatiques et des charges globales de circulation sur les ponts routiers

E.1 Règle de combinaison applicable aux effets des charges globales et locales

(1) Il convient de tenir compte, pour l'étude de la résistance locale des raidisseurs des tabliers orthotropes, des effets des charges locales de roues et de pneumatiques agissant sur le raidisseur ainsi que des charges globales de circulation agissant sur le pont (voir Figure E.1).

(2) Afin de prendre en compte la différence d'origine de ces charges, la règle de combinaison suivante peut être appliquée pour déterminer les valeurs de calcul :

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,Ed} + \psi\sigma_{glob,Ed} \tag{E.1}$$

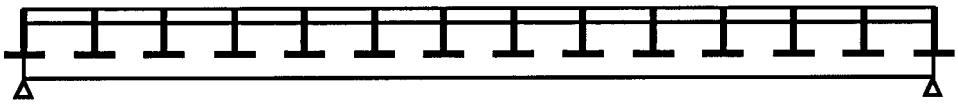
$$\sigma_{Ed} = \psi\sigma_{loc,Ed} + \sigma_{glob,Ed} \tag{E.2}$$

où σ_{Ed} est la valeur de calcul de la contrainte exercée au niveau du raidisseur, due aux effets combinés de la charge locale $\sigma_{loc,Ed}$ et de la charge totale $\sigma_{glob,Ed}$;

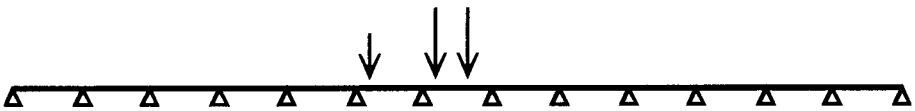
$\sigma_{loc.Ed}$ est la valeur de calcul de la contrainte exercée au niveau du raidisseur, due à la charge locale de roues et de pneumatiques d'un poids-lourd isolé ;

$\sigma_{glob.Ed}$ est la valeur de calcul de la contrainte exercée au niveau du raidisseur, due aux charges appliquées sur le pont provenant d'un ou de plusieurs poids-lourds ;

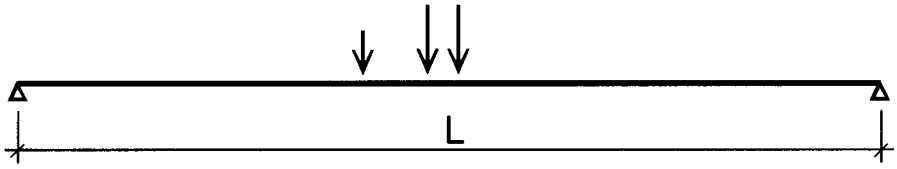
ψ est le coefficient de combinaison.



a) Pont à tablier orthotrope avec raidisseurs longitudinaux



b) Modèle d'analyse pour déterminer les effets locaux $\sigma_{loc.Ed}$



c) Modèle d'analyse pour déterminer les effets globaux $\sigma_{glob.Ed}$

Figure E.1 — Modélisation de la structure avec effets locaux et globaux

E.2 Coefficient de combinaison

(1) Le coefficient de combinaison ψ peut être déterminé sur la base des répartitions de poids de plusieurs camions agissant sur une ligne d'influence pour les effets d'une action combinée.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir des informations concernant le coefficient de combinaison. Le coefficient donné à la Figure E.2 est recommandé.

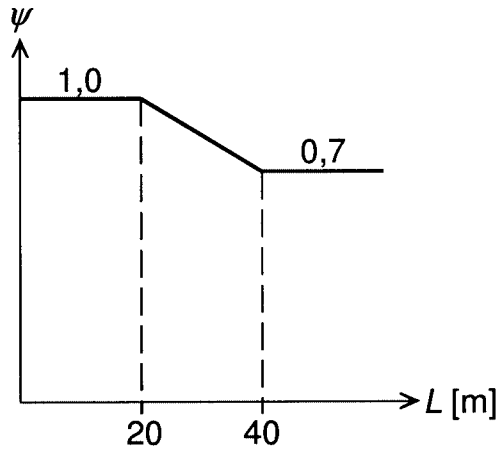


Figure E.2 — Coefficient de combinaison dépendant de la portée *L*