

# normalisation française

**XP ENV 1992-2**  
Novembre 2000

Indice de classement : **P 18-720**

**ICS : 91.080.40 ; 93.040**

## **Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et Document d'Application National**

### **Parties 2 : Ponts en béton — DAN**

E : Design of concrete structures and national application document —  
Part 2: Concrete bridges

D : Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken und national  
Anwendungs-dokumente — Teil 2: Betonbrücken

### ***Norme expérimentale***

publiée par AFNOR en novembre 2000.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à AFNOR avant le 30 septembre 2003.

### ***Correspondance***

Le présent document reproduit intégralement la prénorme européenne ENV 1992-2:1996 et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV.

### ***Analyse***

Le présent document constitue un complément à l'ENV 1992-1 pour la conception et le calcul des ponts en béton. Il définit les méthodes de calcul, les valeurs des propriétés des matériaux, les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures. Il contient des règles relatives à la conception détaillée des éléments.

### ***Descripteurs***

**Thésaurus International Technique** : génie civil, pont, structure en béton, calcul, règle de calcul, conception, règle de construction, résistance des matériaux.

### ***Modifications***

### ***Corrections***

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



## Membres de la commission de normalisation

Président : M LACROIX

Secrétariat : M BUI — SETRA

|      |                        |                          |
|------|------------------------|--------------------------|
| M    | BALOCHE                | CSTB                     |
| M    | BEGUIN                 | C.I.T.C.M.               |
| M    | BINET                  | SETRA — CTOA             |
| M    | BOUCHON                | SETRA — CTOA             |
| M    | BOUSQUET               | SNCF                     |
| M    | BUI                    | SETRA — CTOA             |
| M    | CALGARO                | SETRA — CTOA             |
| M    | CHAUSSIN               | MISOA                    |
| MME  | CHAUVEL                | EDF — SEPTEN             |
| M    | CHEFDEBIEN             | CERIB                    |
| M    | COIN                   |                          |
| M    | CORTADE                |                          |
| MME  | FERNANDEZ              | AFNOR                    |
| M    | FONTAINE               | CGPC                     |
| M    | FOURE                  | CEBTP                    |
| M    | GRENIER                | CAMPENON — BERNARD       |
| M    | GROSJEAN               | SNBATI                   |
| M    | GUIMONT                | SETRA — BNSR             |
| M    | JALIL                  | SOCOTEC                  |
| M    | LACROIX                | FREYSSINET INTERNATIONAL |
| M    | LARAVOIRE              | C G PC                   |
| M    | LEBLANC                | SETRA — CTOA             |
| M    | LEVEILLE               | CAMPENON — BERNARD       |
| MLLE | MAHUT                  | LCPC                     |
| M    | MATHEZ                 | BNTEC                    |
| M    | MATHIEU                | SETRA — CTOA             |
| M    | MOREAU DE SAINT MARTIN | CGPC                     |
| MME  | OSMANI                 | SIÈGE SAE                |
| M    | PAILLE                 | SOCOTEC                  |
| M    | PERCHAT                |                          |
| M    | POINEAU                | SETRA — CTOA             |
| M    | RAOUL                  | SETRA — CTOA             |
| M    | THONIER                | FNTF                     |
| M    | TRINH                  | CETEN APAVE              |
| M    | XERCAVINS              | PX CONSULTANT            |

**Au 1<sup>er</sup> janvier 1997, ont participé en tant qu'experts au groupe de travail ENV 1992-2-DAN :**

Président : M CHAUSSIN

Rapporteur : M BUI

|   |            |                          |
|---|------------|--------------------------|
| M | BOUCHON    | SETRA-CTOA               |
| M | BOUSQUET   | SNCF                     |
| M | CALGARO    | SETRA-CTOA               |
| M | DARDARE    | INGENIEUR CONSULTANT     |
| M | LACROIX    | FREYSSINET INTERNATIONAL |
| M | LEBLANC    | SETRA-CTOA               |
| M | LEVEILLE   | CAMPENON — BERNARD       |
| M | MATHIEU    | SETRA-CTOA               |
| M | XERCARVINS | PX CONSULTANT            |

## Sommaire

|   | Page |
|---|------|
| <b>Avant-propos national à l'ENV 1992-2 DAN (Eurocode 2 : Partie 2)</b> .....   | 4    |
| <b>AP.1 Introduction</b> .....  | 4    |
| <b>AP.2 Présentation générale de l'ENV 1992-2-DAN</b> .....                     | 4    |
| <b>AP.2.1</b> Les différents objets de l'ENV 1992-2-DAN .....                   | 4    |
| <b>AP.2.2</b> Les différentes lectures de l'ENV 1992-2-DAN .....                | 4    |
| <b>AP.3 Références à l'ENV 1992-2-DAN dans les contrats</b> .....               | 5    |
| <b>AP.3.1</b> Les différents objets de l'ENV 1992-2-DAN dans les contrats ..... | 5    |
| <b>AP.3.2</b> Le caractère contractualisable de l'ENV 1992-2-DAN .....          | 5    |
| <b>AP.3.3</b> Modalités contractuelles .....                                    | 7    |
| <b>AP.4 Textes normatifs de référence</b> .....                                 | 7    |
| <b>AP.5 Modalités d'expérimentation</b> .....                                   | 7    |

## **Avant-propos national à l'ENV 1992-2 DAN (Eurocode 2 : Partie 2)**

### **AP.1 Introduction**

Le présent document français expérimental, dénommé ENV 1992-2-DAN, reproduit intégralement l'ENV 1992-2 (en clair l'Eurocode 2 : Partie 2), approuvée par le Comité Européen de Normalisation (CEN) en tant que norme européenne provisoire (ENV).

Le présent document français expérimental définit, en outre, les adaptations nationales de l'ENV 1992-2 dont la réunion constitue le Document d'Application Nationale.

Les parties de l'ENV 1992-2 que le DAN n'invalide pas et les différents segments du DAN qui s'enchaînent aux clauses européennes auxquelles ils se rapportent forment la norme française expérimentale d'application nationale de l'ENV 1992-2, au sens strict du terme.

### **AP.2 Présentation générale de l'ENV 1992-2-DAN**

#### **AP.2.1 Les différents objets de l'ENV 1992-2-DAN**

L'ENV 1992-2-DAN répond à plusieurs objets :

- a) À la demande du CEN, produire à l'intention des pays francophones la version française in extenso de l'ENV 1992-2.
- b) Présenter les adaptations nationales qui sont apportées à l'ENV 1992-2 et qui, pour une part, apportent des éclaircissements et compléments pour l'application de ce dernier pendant la phase d'expérimentation, et pour une autre part, préfigurent les observations que présentera la France quand il sera question de conférer à l'ENV 1992-2 le statut de norme européenne (EN).
- c) Servir de référence pour toute adaptation future des autres ENV DAN et vis-à-vis de toute norme de produits structuraux.

#### **AP.2.2 Les différentes lectures de l'ENV 1992-2-DAN**

La matérialisation de ces divers objets permet de produire, dans un document unique, trois textes bien distincts moyennant les lectures différenciées ci-après :

- a) Le document français expérimental stricto sensu d'application nationale de l'ENV 1992-2 est compris dans tout ce qui n'est pas grisé.
- b) Le DAN est délimité par les zones encadrées qui sont indexées «I», «A» ou «C», et qui intègre aussi les valeurs encadrées de l'ENV 1992-2 qui n'ont pas été invalidées.
- c) La traduction française de la version originale de l'ENV 1992-2 est donc à trouver dans tout ce qui n'est pas à la fois encadré et indexé, zones grisées incluses.

Les prescriptions européennes en matière de typologie et de typographie sont résumées dans le tableau AP.1.

| <b>Tableau AP.1 — Statuts prescriptifs des prescriptions européennes</b> |                                   |
|--|-----------------------------------|
| — PRINCIPE   | Écriture droite, caractère normal |
| — RÈGLE D'APPLICATION  | Écriture droite, caractère normal |
| — COMMENTAIRE  | Écriture droite, petit caractère  |

La portée d'une adaptation nationale vis-à-vis de la spécification européenne à laquelle elle se rapporte, a été également codifiée (Cf. tableau AP.2).

| <b>Tableau AP.2 — Portée des adaptations nationales</b> |   |
|---|---|
| <i>Typologie</i>  | <i>Codification</i>   |
| — INVALIDATION  | I, avec grisé de la partie de la prescription de l'ENV 1992-2 invalidée |
| — AMENDEMENT  | A   |
| — COMMENTAIRE   | C   |

D'après cette convention, les valeurs encadrées de l'ENV 1992-2 qui n'ont pas été invalidées doivent être considérées comme faisant aussi partie du DAN.

### **AP.3 Référence à l'ENV 1992-2-DAN dans les contrats**

#### **AP.3.1 Les différents objets de l'ENV 1992-2-DAN dans les contrats**

L'ENV 1992-2-DAN est essentiellement destiné à la contractualisation dans certains marchés publics, dans un but expérimental. Sa contractualisation suppose que les participants aux opérations concernées assument au total une responsabilité complète vis-à-vis des conséquences de ce choix, que l'ENV 1992-2 et les textes auxquels il se réfère soient appliqués tels quels ou avec certaines dérogations.

#### **AP.3.2 Le caractère contractualisable de l'ENV 1992-2-DAN**

Pour faciliter la lecture de ce qui suit, un rappel des titres des parties d'Eurocodes citées est donné ci-après :

|              |  |
|--------------|--|
| ENV 1991-1   | Bases de calculs et actions sur les structures.                                  |
| ENV 1991-2-1 | Densités, poids propres et charges d'exploitation.                               |
| ENV 1991-2-3 | Charges de Neige.  |
| ENV 1991-2-4 | Actions du Vent.   |
| ENV 1991-2-5 | Actions thermiques.  |
| ENV 1991-2-6 | Actions en cours d'exécution.  |
| ENV 1991-2-7 | Actions accidentelles.   |
| ENV 1991-3   | Charges sur les ponts dues au trafic.  |
| ENV 1992-1-1 | Calculs des structures en béton : Règles Générales et règles pour les bâtiments. |
| ENV 1992-1-3 | Éléments et Structures en Béton Préfabriqués.                                    |
| ENV 1992-1-4 | Béton de granulats légers à structure fermée.                                    |
| ENV 1992-1-5 | Structures précontraintes par armatures extérieures ou non adhérentes.           |
| ENV 1992-3   | Fondations en Béton.   |
| ENV 1993-2   | Calculs des structures en acier : Ponts et structures en plaques.                |
| ENV 1994-2   | Calculs des structures Mixtes Acier-Béton : Ponts.                               |
| ENV 1995-2   | Calculs des structures en Bois : Ponts en Bois.                                  |
| ENV 1997     | Calculs géotechniques.   |
| ENV 1998-2   | Conception et dimensionnement des ponts pour la résistance aux Séismes.          |

- a) L'ENV 1992-2 ayant été établi comme un complément avec amendements à l'ENV 1992-1-1 et aux ENV 1992-1-3, 1992-2-1-4 et 1992-2-1-5, sa contractualisation n'a de sens que si, lorsqu'il y a lieu, ces Eurocodes sont également contractualisés sous forme d'ENV-DAN, l'ENV 1992-2-DAN venant avant eux dans l'ordre de priorité décroissante. Il importe en outre de tenir compte du (23) de l'Avant-propos. Par ailleurs, les Documents Particuliers du Marché doivent préciser les règles applicables aux matériaux et structures non couverts par le domaine d'application de l'ENV 1992-2.
- b) L'usage de l'ENV 1992-2 DAN dans un but expérimental n'a d'intérêt que si l'ENV 1991-3 est également contractualisé sous forme d'ENV-DAN.
- c) L'ENV 1991-1 DAN, quoique compatible avec l'ENV 1992-2 DAN, n'apporte à celui-ci pas de complément opérationnel significatif dans les cas courants <sup>1)</sup>. Il est donc généralement inutile de le contractualiser en même temps que l'ENV 1992-2 DAN.
- d) La section 5 de l'ENV 1991-2-1 et les ENV 1991-2-6 et ENV 1991-2-7 complètent l'ENV 1992-2 pour l'évaluation des charges permanentes, des charges et déformations imposées pendant l'exécution et de certaines actions accidentelles. Il convient donc de les contractualiser en cas d'emploi de l'ENV 1992-2 DAN, de préférence aux Directives Communes de 1979, avec les DAN correspondants lorsqu'ils existent. En cas d'absence de tel ou tel de ces DAN, ces Eurocodes peuvent servir à compléter le CCTP.
- e) L'ENV 1991-2-5, dès qu'il sera disponible avec son DAN, viendra utilement compléter l'ENV 1992-2 DAN, pour l'évaluation des effets de la température. Il conviendra donc alors, en règle générale, de le contractualiser avec son DAN. Entre temps, s'il y a lieu, il peut servir à compléter le CCTP.

|   |
|---|
| Les alinéas d) et e) seront à confirmer ou adapter en fonction des avancements des Eurocodes cités. |
|---|

- f) L'ENV 1991-2-3, avec son DAN, doit pouvoir être considéré comme compatible avec l'ENV 1992-2 DAN, mais en général ne présentera pas d'utilité pour les ouvrages considérés <sup>2)</sup>.
- g) Les ENV 1991-2-4 et 8-2 peuvent, dans des cas rares, devoir être contractualisés. Se reporter pour cela aux DAN correspondants.
- h) L'emploi de l'ENV 1992-2 DAN ne nécessite pas de contractualiser l'ENV 1992-3 et l'ENV 1997 de préférence aux règles françaises en vigueur, mais il ne présente pas d'incompatibilité avec eux. Se reporter aux DAN correspondants.
- i) L'emploi de l'ENV 1993-2 peut devoir être complété par l'ENV 1992-2 DAN pour les appuis des ouvrages. L'emploi de l'ENV 1994-2 implique nécessairement l'usage de l'ENV 1992-2 DAN. Le cas de l'ENV 1995-2 est intermédiaire ; dans les trois cas, on fera dans les Documents Particuliers du Marché les raccordements nécessaires.
- j) Dans tous les cas, la compatibilité de tous les documents mentionnés ci-dessus entre eux et avec l'ENV 1992-2 n'étant pas garantie même compte tenu des DAN (c'est pourquoi l'usage de l'ENV 1992-2 DAN n'est prévu que dans un but expérimental), il y a toujours lieu, en cas d'usage de l'ENV 1992-2 DAN :
- d'éliminer de la contractualisation certaines clauses qui contrediraient le contenu d'autres documents contractuels ou tout au moins, de fixer avec soin l'ordre de priorité des documents ;
  - de compléter ou amender un certain nombre de clauses du document, ainsi qu'il est prévu dans son contenu, par exemple pour celles qui renvoient à l'ENV 1992-1-3, celui-ci ne traitant pas de l'étuvage.
- k) Enfin, l'ENV 1992-1-1 étant peu substantiel en ce qui concerne les phases d'exécution et n'ayant pas été complété de façon significative par l'ENV 1992-2, il reste nécessaire, en sus de la prise en compte de l'ENV 1991-2-6, d'apporter certains compléments pour ces phases en particulier en ce qui concerne le comportement du béton jeune.

1) Les compléments les plus notables portent sur les définitions.

2) Les ponts couverts peuvent être concernés par cet Eurocode.

### **AP.3.3 Modalités contractuelles**

- a) *Le présent document expérimental n'est applicable, en totalité ou en partie, dans le cadre contractuel d'un marché public ou parapublic que si elle est visée en tant que document applicable :*
- *pour les marchés publics de ponts-routes ou de passerelles, se référant au Cahier des Clauses Techniques Générales, dans le Cahier des Clauses Administratives Particulières à l'article 2 — où la liste des pièces générales rendues contractuelles mentionnera la norme française expérimentale et en cas d'utilisation partielle les parties de celle-ci à considérer — et à l'article 10 — qui indiquera la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales ;*
  - *pour les marchés d'ouvrage du domaine ferroviaire, dans le Cahier des Prescriptions Spéciales (CPS).*
  - *si d'autres usages de l'ENV 1992-2-DAN ont lieu à titre expérimental, leurs modalités devront avoir reçu l'accord du maître d'ouvrage, et, s'il y a lieu, de l'autorité compétente.*
- b) *L'attention est appelée sur les cas et aspects non couverts par l'ENV 1992-2, indiqués dans l'article 1.1.2 et dans certaines clauses du DAN (par exemple au titre du sous chapitre 2.5). Le nécessaire à ce sujet, s'il y a lieu, doit être fait dans les documents particuliers du marché.*

*Pour les ponts-routes et les passerelles, on trouvera des indications dans un modèle (ou exemple) de CCTP à établir par le SETRA.*

### **AP.4 Textes normatifs de référence**

*On trouvera une liste de tels textes dans le DAN de l'ENV 1992-1-1. L'attention est appelée sur le caractère évolutif de la situation à cet égard, notamment en ce qui concerne les normes de matériaux.*

### **AP.5 Modalités d'expérimentation**

*L'ENV 1992-2 a été approuvée par le CEN.*

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

*Il est certain que cette décision sera assortie d'une révision du document.*

*Dans cette perspective, les utilisateurs de la présente norme expérimentale sont invités à faire connaître leurs observations avec, si possible, propositions d'amendements à l'appui, à AFNOR (Tour Europe — Cedex 7 — 92049 PARIS LA DÉFENSE) qui transmettra au BNSR ou, directement, au SETRA ou à la SNCF, département des ouvrages d'art, selon les clauses concernées.*

### **Évolution des adaptations nationales**

*Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'ENV 1992-2-DAN mette en évidence certains problèmes relatifs à l'applicabilité du document, conduisant la Commission de normalisation BAEL — BPEL / EC2 à formuler des amendements ou à apporter des compléments jugés indispensables aux adaptations nationales déjà produites. En cas de difficulté, il y aura lieu de se rapprocher d'AFNOR ou du BNSR ou, directement, du SETRA ou de la SNCF, département des ouvrages d'art, selon les clauses concernées ; ces Services, si nécessaire, publieront des recommandations utiles.*





---

ICS : 91.080.40 ; 93.040

Descripteurs : génie civil, pont, structure en béton, calcul, règles de calcul, conception, règle de construction, résistance des matériaux.

**Version française**

**Eurocode 2 : Calcul des structures —  
Parties 2 : Ponts en béton —  
DAN**

Eurocode 2 : Planung von Stahlbeton  
und Spannbetontragwerken —  
Teil : Betonbrücken

Eurocode 2 : Design  
of concrete structures —  
Part 2 : Concrete bridges

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 28 septembre 1995 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

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

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

**CEN**

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung  
European Committee for Standardization

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

## Sommaire

|  | Page |
|--|------|
| <b>Avant-propos</b> .....  | 6    |
| <b>1 Introduction</b> .....  | 9    |
| 1.1 Domaine d'application .....  | 9    |
| 1.1.1 Domaine d'application de la Partie 2 de l'Eurocode 2 .....         | 9    |
| 1.2 Distinction entre Principes et Règles d'Application .....            | 10   |
| 1.4 Termes et définitions .....  | 10   |
| 1.4.1 Termes communs à tous les Eurocodes .....                          | 10   |
| 1.4.2 Termes spéciaux employés dans la Partie 2 de l'Eurocode 2 .....    | 11   |
| 1.6 Notations communes à tous les Eurocodes .....                        | 11   |
| 1.6.3 Minuscules grecques .....  | 11   |
| 1.7 Notations particulières à la présente Partie 2 de l'Eurocode 2 ..... | 11   |
| 1.7.3 Minuscules latines .....   | 11   |
| <b>2 Bases de calculs</b> .....  | 11   |
| 2.2 Définitions et classifications .....                                 | 11   |
| 2.2.1 États-limites et situations de calcul .....                        | 11   |
| 2.2.1.1 États-limites .....  | 11   |
| 2.2.2 Actions .....  | 12   |
| 2.2.2.2 Valeurs caractéristiques des actions .....                       | 12   |
| 2.2.2.3 Valeurs représentatives des actions variables .....              | 12   |
| 2.2.3 Propriétés des matériaux .....                                     | 12   |
| 2.2.3.1 Valeurs caractéristiques .....                                   | 12   |
| 2.2.1.2 Situations de projet .....                                       | 12   |
| 2.3 Exigences de calcul .....  | 13   |
| 2.3.2 États-limites ultimes .....  | 13   |
| 2.3.2.2 Combinaisons d'actions .....                                     | 13   |
| 2.3.3 Coefficients partiels pour les états-limites ultimes .....         | 13   |
| 2.3.3.1 Coefficients partiels concernant les actions sur les ponts ..... | 13   |
| 2.3.3.2 Coefficients partiels des matériaux .....                        | 14   |
| 2.3.4 États-limites de service .....                                     | 14   |
| 2.5 Analyse .....  | 14   |
| 2.5.1 Dispositions générales .....                                       | 15   |
| 2.5.1.2 Cas de charge et combinaisons .....                              | 15   |
| 2.5.1.3 Imperfections .....  | 15   |
| 2.5.2 Schématisation de la structure .....                               | 15   |
| 2.5.2.1 Modèles structuraux pour analyse d'ensemble .....                | 15   |
| 2.5.2.2 Données géométriques .....                                       | 15   |
| 2.5.2.2.1 Largeur efficace des tables de compression .....               | 15   |
| 2.5.3 Méthodes de calcul .....   | 16   |
| 2.5.3.1 Généralités .....  | 16   |
| 2.5.3.3 Simplifications .....  | 16   |
| 2.5.3.5 Analyse des dalles .....   | 17   |
| 2.5.3.5.1 Domaine d'application .....                                    | 17   |
| 2.5.3.4 Éléments linéaires. ....   | 17   |
| <b>3 Section 3 — Propriétés des matériaux</b> .....                      | 18   |
| 3.2 Acier pour béton armé .....  | 18   |
| 3.2.2 Classification et géométrie .....                                  | 18   |

## Sommaire (suite)

|                  | Page   |
|------------------|--|
| <b>4</b>         | <b>Section 4 — Dimensionnement et calcul des sections</b> ..... 19   |
| <b>4.1</b>       | Exigences de durabilité ..... 19   |
| <b>4.1.3</b>     | Projet ..... 19  |
| <b>4.1.3.3</b>   | Enrobage ..... 19  |
| <b>4.2</b>       | Données du projet ..... 20   |
| <b>4.2.2</b>     | Béton armé ..... 20  |
| <b>4.2.2.3</b>   | Propriétés mécaniques de l'acier pour béton armé ..... 20  |
| <b>4.2.2.3.3</b> | Fatigue ..... 20   |
| <b>4.2.3</b>     | Béton précontraint ..... 20  |
| <b>4.2.3.3</b>   | Propriétés mécaniques de l'acier de précontrainte ..... 20   |
| <b>4.2.3.3.5</b> | Fatigue ..... 20   |
| <b>4.2.3.5</b>   | Calcul des éléments en béton précontraint ..... 20   |
| <b>4.2.3.5.1</b> | Généralités ..... 20   |
| <b>4.3</b>       | États-limites ultimes ..... 21   |
| <b>4.3.1</b>     | États-limites ultimes pour les sollicitations d'effort normal et de flexion ..... 21   |
| <b>4.3.1.1</b>   | Généralités ..... 21   |
| <b>4.3.1.3</b>   | Rupture fragile et hyper-résistance ..... 21   |
| <b>4.3.1.3</b>   | Conditions de non-fragilité ..... 22   |
| <b>4.3.2</b>     | Cisaillement ..... 24  |
| <b>4.3.2.3</b>   | A ou I Éléments ne nécessitant pas d'armatures d'effort tranchant ..... 24   |
| <b>4.3.2.5</b>   | Cisaillement entre âmes et membrures ..... 25  |
| <b>4.3.5</b>     | États-limites ultimes atteints par déformation structurale (flambement) ..... 26   |
| <b>4.3.5.2</b>   | Procédures de calcul ..... 26  |
| <b>4.3.5.3</b>   | Classification des structures et des éléments structuraux ..... 26   |
| <b>4.3.5.3.1</b> | Généralités ..... 26   |
| <b>4.3.5.3.2</b> | Éléments de contreventement et structures contreventées ..... 26   |
| <b>4.3.5.3.4</b> | Poteaux isolés ..... 26  |
| <b>4.3.6</b>     | Vérification vis-à-vis des chocs ..... 27  |
| <b>4.3.6.1</b>   | Généralités ..... 27   |
| <b>4.3.6.2</b>   | Mesures à prendre ..... 27   |
| <b>4.3.6.3</b>   | Dispositions constructives ..... 27  |
| <b>4.3.5.3.5</b> | Élancement des poteaux isolés ..... 27   |
| <b>4.3.5.4</b>   | Imperfections ..... 27   |
| <b>4.3.5.5</b>   | Données spécifiques pour différents types de structures ..... 27   |
| <b>4.3.7</b>     | Vérification à la fatigue ..... 28   |
| <b>4.3.7.1</b>   | Conditions de vérification ..... 28  |
| <b>4.3.7.2</b>   | Combinaisons d'actions et coefficients partiels de sécurité pour la vérification à la fatigue ..... 29                                       |
| <b>4.3.7.3</b>   | Sollicitations et contraintes pour la vérification à la fatigue ..... 29   |
| <b>4.3.7.4</b>   | Vérification à la fatigue du béton soumis à la compression, au cisaillement<br>ou au poinçonnement ..... 30                                  |
| <b>4.3.7.5</b>   | Vérification à la fatigue de l'acier pour béton armé et de l'acier pour béton précontraint ..... 32  |
| <b>4.3.7.6</b>   | Effets des différences de comportement de l'acier pour béton armé et de l'acier<br>pour béton précontraint vis-à-vis de l'adhérence ..... 33 |
| <b>4.3.7.7</b>   | Résistance à la fatigue de l'acier pour béton précontraint ..... 33  |
| <b>4.3.7.8</b>   | Résistance à la fatigue de l'acier pour béton armé ..... 34  |
| <b>4.4</b>       | États-limites de service ..... 35  |
| <b>4.4.0</b>     | Généralités ..... 35   |
| <b>4.4.0.2</b>   | Domaine d'application ..... 35   |
| <b>4.4.0.3</b>   | Classification des critères de justification ..... 35  |
| <b>4.4.0.1</b>   | Notations (se reporter également aux articles 1-6 et 1-7) ..... 35   |

## Sommaire (suite)

|           | Page   |
|-----------|--|
| 4.4.1     | Valeurs limites des contraintes vis-à-vis des conditions de service ..... 37 |
| 4.4.1.1   | Considérations de base ..... 37  |
| 4.4.1.2   | Méthodes de vérification des contraintes ..... 37                            |
| 4.4.2     | États-limites de décompression et de fissuration ..... 38                    |
| 4.4.2.1   | Considérations générales ..... 38  |
| 4.4.2.2   | Sections minimales d'armatures ..... 38                                      |
| 4.4.2.2.1 | Généralités ..... 38   |
| 4.4.2.2.2 | Zones de ferrailage minimal ..... 38   |
| 4.4.2.2.3 | Aires minimales des sections d'acier ..... 39                                |
| 4.4.2.3   | Maîtrise de la fissuration ..... 40  |
| 4.4.3     | États-limites de déformation ..... 43  |
| 4.4.3.1   | Considérations de base ..... 43  |
| 4.4.3.2   | Vérification des flèches par le calcul ..... 43                              |
| 4.4.3.3   | Autres composantes des déplacements ..... 44                                 |
| 4.4.4     | État-limite de vibration ..... 44  |
| 4.4.4.1   | Considérations générales ..... 44  |
| 4.4.4.2   | Ponts-routes ..... 44  |
| 4.4.4.3   | Ponts-rails ..... 44   |
| 4.4.4.4   | Passerelles pour piétons et cyclistes ..... 44                               |
| 4.4.4.4.1 | Critère de dimensionnement ..... 44  |
| 4.4.4.4.2 | Fréquence propre fondamentale ..... 45                                       |
| 4.4.4.4.3 | Accélération ..... 46  |
| <b>5</b>  | <b>Section 5 : Dispositions constructives ..... 48</b>                       |
| 5.1       | Généralités ..... 48   |
| 5.3       | Unités de précontrainte ..... 48   |
| 5.3.4     | Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte ..... 48               |
| 5.4       | Éléments structuraux ..... 48  |
| 5.4.2     | Poutres ..... 48   |
| 5.4.2.1   | Armatures longitudinales ..... 48  |
| 5.4.2.1.1 | Pourcentages d'armatures minimaux et maximaux ..... 48                       |
| 5.4.2.2   | Armatures d'effort tranchant ..... 49  |
| 5.4.9     | Éléments préfabriqués ..... 49   |
| 5.4.9.1   | Considérations générales ..... 49  |
| 5.4.9.2   | Joint de construction ..... 51   |
| 5.4.9.2.1 | États-limites ultimes d'effort tranchant ..... 51                            |
| 5.4.9.2.2 | États-limites de service ..... 51  |
| 5.4.9.3   | Éléments composites ..... 51   |
| 5.4.9.3.1 | Considérations générales ..... 51  |
| 5.4.9.3.2 | États-limites ultimes ..... 51   |
| 5.4.9.3.3 | États-limites de service ..... 52  |
| 5.5       | Limitation des dommages dus aux actions accidentelles ..... 52               |
| <b>6</b>  | <b>Section 6 : Exécution des travaux ..... 53</b>                            |
| <b>7</b>  | <b>Section 7 : Contrôle de qualité ..... 54</b>                              |

## Sommaire (fin)

|  | Page |
|--|------|
| <b>Annexes normatives</b>  | 55   |
| <b>Annexe 1 Dispositions complémentaires relatives à la détermination des effets des déformations différées du béton .....</b> | 56   |
| <b>Annexe 2 Analyse non linéaire .....</b>   | 57   |
| <b>Annexe 3 Complément d'information sur le flambement des ossatures .....</b>   | 58   |
| <b>Annexe 4 Vérification des flèches par le calcul .....</b>   | 59   |
| <b>Annexe 105 Précontrainte par armatures extérieures ou non adhérentes .....</b>  | 60   |
| <b>Annexe 106 Étendues équivalentes de contrainte pour les vérifications à la fatigue .....</b>                                | 62   |
| <br>   |      |
| <b>Annexe informative</b>  | 71   |
| <b>Annexe107 Ponts haubanés .....</b>  | 72   |

## Avant-propos

Le présent document a été préparé par le CEN/TC 250 «Eurocode 2 : Calcul des structures en béton».

Selon le Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, les instituts de normalisation nationaux des pays suivants sont tenus d'annoncer cette Prénorme européenne : Allemagne, Autriche, Belgique, Danemark, Espagne, Finlande, France, Grèce, Irlande, Islande, Italie, Luxembourg, Norvège, Pays-Bas, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Suède et Suisse.

### Objectifs des Eurocodes

- 1) Les «Eurocodes Structuraux» regroupent un ensemble de normes pour le calcul des structures et fondations des ouvrages de bâtiment et de génie civil.
- 2) Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire de préciser la qualité des produits de construction et le niveau de réalisation à satisfaire pour être conforme aux hypothèses adoptées dans les règles de calcul.
- 3) Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées concernant les produits ainsi que les méthodes de contrôle de leurs performances soient disponibles, un certain nombre d'Eurocodes Structuraux traitent certains de ces aspects dans des Annexes informatives.

### Historique du programme des Eurocodes

- 4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) a entrepris le travail d'élaboration d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de bâtiment et de génie civil, règles destinées, au début, à être utilisées en alternative aux différents règlements en vigueur dans les divers États Membres et à les remplacer ultérieurement. Ces règles techniques sont connues sous le nom d'«Eurocodes Structuraux».
- 5) En 1990, après consultation de ses États Membres, la CCE a transféré au CEN la charge de poursuivre ce travail d'élaboration, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes Structuraux et le secrétariat de l'AELE a accepté d'aider le CEN dans cette tâche.
- 6) Le Comité Technique CEN/TC 250 du CEN est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

### Programme Eurocodes

- 7) Le travail est en cours sur les Eurocodes Structuraux suivants, chacun étant généralement constitué de plusieurs parties :
  - EN 1991 Eurocode 1 Bases de calcul et Actions sur les Structures.
  - EN 1992 Eurocode 2 Calcul des Structures en béton.
  - EN 1993 Eurocode 3 Calcul des Structures en acier.
  - EN 1994 Eurocode 4 Calcul des Structures mixtes acier béton.
  - EN 1995 Eurocode 5 Calcul des Structures en bois.
  - EN 1996 Eurocode 6 Calcul des Structures en maçonnerie.
  - EN 1997 Eurocode 7 Calcul Géotechnique.
  - EN 1998 Eurocode 8 Résistance des Structures au séisme.
  - EN 1999 Eurocode 9 Calcul des Structures en Aluminium.
- 8) Des sous-comités séparés ont été formés par le CEN/TC 250 pour les divers Eurocodes énoncés ci-dessus.
- 9) La présente partie de l'Eurocode 2 est publiée en tant que Prénorme Européenne (ENV), pour une durée initialement fixée à trois ans.
- 10) Cette Prénorme est destinée à être appliquée à titre expérimental de manière à favoriser la formulation d'observations.

- 11) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les membres du CEN seront invités à formuler des commentaires officiels qui seront pris en compte dans la détermination de l'action future.
- 12) En attendant, réactions et commentaires sur cette Prénorme devront être transmis au Secrétariat du CEN/TC250/SC2 à l'adresse suivante :

Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)  
Burggrafenstrasse 6  
D — 10787 Berlin  
Tél : (+49) 30 — 26 01 — 25 01  
Fax : (+49) 30 — 26 01 — 12 31

ou à votre organisme national de Normalisation.

### **Document d'application nationale (DAN)**

- 13) Étant donné les responsabilités des autorités des États Membres en matière de sécurité, santé et autres points couverts par les exigences essentielles de la DPC (Directive sur les Produits de Construction), des valeurs indicatives ont été attribuées à certains éléments de sécurité dans l'ENV qui sont identifiées par des valeurs «encadrées» [ ]. Il incombe aux autorités de chaque État Membre d'attribuer des valeurs définitives à ces éléments de sécurité.
- 14) Certaines normes d'accompagnement européennes ou internationales peuvent ne pas être disponibles au moment de la publication de cette Prénorme. Il est par conséquent prévu qu'un Document d'Application Nationale (DAN) donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité, faisant référence aux Normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de la Prénorme soit publié par chaque État Membre ou son organisme de normalisation.
- 15) Il est prévu que cette Prénorme soit utilisée conjointement avec le DAN en vigueur dans le pays où le pont est construit.

### **Points spécifiques à cette prénorme**

- 16) Le domaine d'application de l'Eurocode 2 est défini au paragraphe 1.1.1 de l'ENV 1992-1-1 et celui de cette Partie de l'Eurocode 2 est défini au paragraphe 1.1.2.  
Les Parties complémentaires de l'Eurocode 2 qui sont prévues sont indiquées au paragraphe 1.1.3 de l'ENV 1992-1-1; elles traiteront de technologies additionnelles d'applications et serviront de compléments et de suppléments à cette partie.
- 17) Lors de l'utilisation pratique de cette Prénorme, il convient de prêter une attention particulière aux hypothèses et conditions fondamentales de l'article 1.3 de l'ENV 1992-1-1.
- 18) Les sept chapitres de l'ENV 1992-1-1 sont complétés par quatre Annexes. Quelques-uns des Principes ou Règles d'Application les plus détaillés, utiles dans des cas particuliers, ont été retirés du texte principal, par souci de clarté.
- 19) Comme indiqué au paragraphe (14) de cette Préface, il convient de se référer aux Documents d'Application Nationale qui préciseront les normes d'accompagnement compatibles à utiliser. Pour cette partie de l'Eurocode 2, l'attention est particulièrement attirée sur la Prénorme 206 (Béton — critères de performance, de production, de mise en œuvre et de conformité) et sur les exigences de durabilité données à l'article 4.1 de cette Prénorme.
- 20) Lors de l'élaboration de la présente Prénorme, des documents de support ont été préparés, sous forme de commentaires ou de justifications concernant certaines dispositions de la Prénorme.

Pour l'ENV 1992-2, les alinéas complémentaires suivants sont applicables :

- 21) La Partie 2 de l'Eurocode 2 complète l'ENV 1992-1-1 pour ce qui concerne les aspects particuliers des ponts en béton.
- 22) Le cadre général et l'organisation de la Partie 2 correspondent à ceux de l'ENV 1992-1-1. Cependant, la Partie 2 contient des Principes et des Règles d'Application spécifiques aux ponts en béton.
- 23) Lorsqu'un sous-article particulier de l'ENV 1992-1-1 n'est pas cité dans l'ENV 1992-2, ce sous-article de l'ENV 1992-1-1 est applicable suivant les cas, dans la mesure où son application est jugée appropriée.

Dans cette Partie 2, des Principes et Règles d'Application de l'ENV 1992-1-1 sont modifiés ou remplacés ; dans ce cas, ils sont considérés comme caducs.

Lorsqu'un Principe ou une Règle d'Application de l'ENV 1992-1-1 est modifié ou remplacé, le nouveau numéro se reconnaît par l'addition du nombre 100 au numéro initial. Lorsqu'un nouveau Principe ou une nouvelle Règle d'Application est ajouté, il s'identifie par le numéro suivant le dernier numéro de l'ENV 1992-1-1 auquel il lui sera ajouté le nombre 100.

Dans cette Partie, les sujets non traités par l'ENV 1992-1-1 sont introduits par des nouveaux paragraphes. Les numéros des paragraphes correspondants viennent à la suite des articles les plus appropriés de l'ENV 1992-1-1.

- 24) Le numérotation des équations, Figures, notes et Tableaux de cette Partie suit les mêmes principes que le numérotation des articles décrit en (23) ci-dessus.
- 25) Le domaine d'application de la présente Partie 2 de l'Eurocode 2 est défini en 1.1.2 ci-dessous. Les parties complémentaires de l'Eurocode 2 et les autres normes ou prénormes auxquelles il est fait référence sont également indiquées en 1.1.2.
- 26) Pour l'application de la Partie 2 de l'Eurocode 2, les autorités concernées ou les Maîtres d'Ouvrage sont supposés définir :
  - le modèle de charge et les valeurs caractéristiques des charges roulantes suivant l'ENV 1991-3 ;
  - en fonction des conditions d'environnement ou d'exposition, les critères de vérification des états-limites de service ; voir 4.4.0.3 de la présente Partie 2 pour une éventuelle classification.



## 1 Introduction

### 1.1 Domaine d'application

#### 1.1.1 Domaine d'application de la Partie 2 de l'Eurocode 2

Le paragraphe de l'ENV 1992-1-1 est remplacé par :

P(101) La Partie 2 de l'Eurocode 2 fournit des règles relatives au calcul des ponts, qui s'appliquent en complément des Parties 1-1, 1-3 et 1-5 de l'Eurocode 2. Sauf spécification contraire de la présente Partie 2, les Principes et Règles d'Application de ces autres parties s'appliquent aux ponts.

P(102) La Partie 2 se rapporte aux ponts-routes, aux passerelles et aux ponts-rails dont les ossatures sont en béton de granulats normaux, armé et/ou précontraint. De plus, la Partie 2 peut être utilisée pour le béton à haute résistance et le béton de granulats légers, à condition que l'application des règles concernant ces matériaux puisse être justifiée.

P (102) C. Les ouvrages qui présenteraient des dispositions ou dimensions innovantes ou inhabituelles ne peuvent être considérés comme entièrement ni parfaitement couverts. Cette restriction concerne particulièrement les passerelles dont la conception, acceptée pour des raisons de recherche esthétique, ne permettrait pas une lisibilité claire de la transmission interne des efforts, ou dont la largeur utile serait inférieure à 2,50 m (voir également la clause 5.1 (2) de l'ENV 1991.3).

P(103) La Partie 2 ne donne pas de règles particulières destinées aux autres formes de structures traitées dans les autres parties de l'Eurocode 2. De plus, les règles nécessaires pour traiter des conséquences que peuvent avoir les appuis, les barrières et les autres équipements de ponts sur le projet doivent provenir d'autres documents ou être spécifiées pour le projet concerné (par exemple, pour les ponts-routes, les dispositions constructives concernant les glissières et garde-corps sont données par l'ENV 1991-3).

P(104) Les règles relatives au vent, aux séismes et, le cas échéant, à d'autres actions, données pour les ponts dans l'Eurocode 1 et dans l'Eurocode 8 sont applicables.

P (104) C. L'ENV 1992.1.2 n'est en pratique à considérer que pour les passerelles couvertes débouchant sur l'intérieur de bâtiments (en particulier sur autoroutes).

(105) Lors de l'utilisation de la Partie 2, il convient de se référer le cas échéant aux Prénormes Européennes suivantes :

- ENV 1991-1 Eurocode 1 Partie 1 : Base de calcul ;
- ENV 1991-2-1 Eurocode 1 Partie 2-1 : Densités, poids propre et charges d'exploitation ;
- ENV 1991-2-4 Eurocode 1 Partie 2-4 : Actions du vent ;
- ENV 1991-2-5 Eurocode 1 Partie 2-5 : Actions thermiques ;
- ENV 1991-3 Eurocode 1 Partie 3 : Charges sur les ponts, dues au trafic ;
- ENV 1992-1-2 Eurocode 2 Partie 1-2 : Calcul du comportement au feu ;
- ENV 1992-1-3 Eurocode 2 Partie 1-3 : Éléments et structures préfabriqués en béton ;
- ENV 1992-1-4 Eurocode 2 Partie 1-4 : Béton de granulats légers à structure fermée ;
- ENV 1992-1-5 Eurocode 2 Partie 1-5 : Structures précontraintes par armatures extérieures ou non adhérentes ;
- ENV 1992-1-6 Eurocode 2 Partie 1-6 : Structures en béton non armé ;
- ENV 1992-3 Eurocode 2 Partie 3 : Fondations en béton ;
- ENV 1997-1 Eurocode 7 Partie 1 : Calcul géotechnique ;
- ENV 1998-2 Eurocode 8 Partie 2 : Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes — Partie : ponts.

(105) A. Le prEN 206 «Béton — Performances, production et conformité» est à rajouter dans la liste. Voir aussi (19) de l'Avant-propos.

|       |  |
|-------|--|
| (105) | C1. La référence à l'ENV1992-1-2 n'a d'objet que pour certaines passerelles couvertes. La référence à l'ENV1992-1-6 est généralement sans objet. |
| (105) | C2. Voir par ailleurs AP 3.2.  |

## 1.2 Distinction entre Principes et Règles d'Application

Remplacement des principes P(1) à P(6) par :

(101) Selon la nature des différents articles, la présente Partie distingue d'une part les Principes et d'autre part les Règles d'Application.

(102) Les Principes comprennent :

- des formulations d'ordre général et des définitions ne comportant pas d'alternative ;
- des prescriptions et des modèles analytiques pour lesquels aucune alternative n'est autorisée, sauf indication contraire.

(103) Les Principes sont identifiés par une lettre P précédant le numéro du paragraphe entre parenthèses.

(104) Les Règles d'Application sont des règles communément admises qui suivent les Principes et satisfont à leurs exigences. Il est loisible d'utiliser des règles variantes différentes des Règles d'Application données par le présent Eurocode, pourvu qu'il soit démontré que ces règles variantes respectent les Principes correspondants et conduisent à une résistance, une aptitude au service et une durabilité au moins égales.

(105) Dans la présente Partie les Règles d'Application sont identifiées par un numéro entre parenthèses, comme par exemple le présent alinéa.

## 1.4 Termes et définitions

### 1.4.1 Termes communs à tous les Eurocodes

Après le Principe P(3) :

P(104) En complément de l'ISO 8930, la terminologie utilisée dans l'ENV 1991-1 et dans l'ENV 1991-3 s'applique.

P(105) Les termes suivants sont utilisés en commun pour tous les Eurocodes traitant des ponts (entre parenthèses, les traductions anglaises et allemandes) :

Pour les besoins de la présente Prénorme européenne, les termes et définitions suivants s'appliquent.

#### 1.4.1.1

##### **pont (bridge, Brücke)**

ouvrage de génie civil principalement conçu pour porter des charges au-dessus d'un obstacle naturel ou d'un axe de communication. Ceci comprend tous les types de ponts, en particulier les ponts-routes, passerelles, ponts-rails, ponts-canaux et ponts pour avions

#### 1.4.1.2

##### **culée (abutment, Widerlager)**

tout appui d'extrémité d'un pont sans continuité rigide avec le tablier. Il convient, lorsqu'il y a lieu, de distinguer les culées rigides des culées flexibles

#### 1.4.1.3

##### **pile (pier, Pfeiler)**

appui intermédiaire d'un pont, situé sous le tablier

#### 1.4.1.4

##### **appareil d'appui (bearing, Lager)**

appareil structural situé entre le tablier et une culée ou une pile du pont, transmettant à la culée ou à la pile les charges du tablier et, le cas échéant, permettant des déplacements

#### 1.4.1.5

##### **hauban (cable stay, Schrägseil)**

élément tendu fonctionnant comme tirant passif et réglable d'une ossature constituée du tablier, des pylônes et des haubans

#### 1.4.1.6

##### **précontrainte (prestressing, Vorspannung)**

effet permanent de forces contrôlées et/ou de déformations contrôlées imposées à une structure. Des types de précontrainte différents doivent être distingués suivant les cas (par exemple, précontrainte par câbles, précontrainte par déformation imposée au droit des appuis)

|  |
|--|
| C. La précontrainte par déformation imposée n'est pas traitée dans ce texte. |
|--|

#### 1.4.1.7

##### **hauteur libre (headroom, lichte Höhe)**

la hauteur libre disponible pour le trafic

P(105) Pour la terminologie concernant la vérification à la fatigue, l'ENV 1993-1-1 s'applique.

### 1.4.2 Termes spéciaux employés dans la Partie 2 de l'Eurocode 2

Addition après le Principe P(2) :

P(103) **joints de couplage (coupling joints, Köpplung Fugen)** : joints situés aux endroits où des armatures de précontrainte sont couplées

## 1.6 Notations communes à tous les Eurocodes

### 1.6.3 Minuscules grecques

Addition à la suite de ce sous-article :

—  $\psi'_1$  Valeur de combinaison non fréquente.

## 1.7 Notations particulières à la présente Partie 2 de l'Eurocode 2

### 1.7.3 Minuscules latines

Addition :

—  $f_{pt}$  : Résistance ultime à la traction garantie de l'acier de précontrainte utilisé pour les haubans.

## 2 Bases de calculs

### 2.2 Définitions et classifications

#### 2.2.1 États-limites et situations de calcul

##### 2.2.1.1 États-limites

Remplacement de la Règle d'Application (4) par :

(104) Les états-limites ultimes susceptibles d'exiger une étude concernent :

- la perte d'équilibre de la structure ou de l'un de ses éléments, considéré comme un corps rigide ;
- la ruine consécutive à une déformation excessive, la rupture, ou la perte de stabilité de la structure ou de l'un de ses éléments, y compris appuis et fondations ;
- la ruine due à la fatigue.

Voir 4.2 et 4.3.

### **2.2.1.2 Situations de projet**

C. Pour les chocs avec les tabliers des ponts, se reporter aux articles 4.7.2.2, C.2.1.2, 5.6.2, D.2.1.2, 6.7.3 et G.2.1.2 de l'ENV 1991-3 DAN.

Pour les passerelles, il pourra dans la plupart des cas être admis qu'en l'absence d'une protection pérenne une justification par le calcul est nécessaire seulement lorsque l'intrados présente, par rapport à son niveau minimum prescrit par les textes réglementaires en vigueur en France (ICTAAL, ICTARN,...) une revanche supplémentaire au plus égale :

- à 0,5m pour un franchissement d'autoroute ;
- à 1m pour un franchissement routier.

Pour l'évaluation en ces divers cas de la force de choc, se reporter à la clause 4.3.1 (6) de l'ENV 1991-2-7 DAN.

## **2.2.2 Actions**

### **2.2.2.2 Valeurs caractéristiques des actions**

Addition après le Principe P(5) :

(106) Il convient de déterminer des valeurs de calcul des charges en cours d'exécution, en tenant compte du matériel utilisé et d'une charge complémentaire variable et libre due au personnel, égale à [1 kN/m<sup>2</sup>].

(106) A. Les charges en cours d'exécution sont à définir par référence à l'ENV 1991-2-6.

### **2.2.2.3 Valeurs représentatives des actions variables**

Remplacement du Principe P(2) par :

P(102) D'autres valeurs représentatives sont exprimées à partir des valeurs caractéristiques  $Q_k$ , au moyen d'un facteur  $\Psi$ .

Ces valeurs sont définies comme suit :

- la valeur de combinaison :  $\psi_0 Q_k$  ;
- la valeur non fréquente :  $\psi'_1 Q_k$  ;
- la valeur fréquente :  $\psi_1 Q_k$  ;
- la valeur quasi-permanente :  $\psi_2 Q_k$ .

Remplacement du Principe P(4) par :

P(104) L'Eurocode 1 donne les facteurs  $\psi_i$  applicables à certaines des actions concernées. Les valeurs des facteurs relatifs à des actions non indiquées par l'Eurocode 1 doivent être choisies en fonction des caractéristiques physiques de l'action.

## **2.2.3 Propriétés des matériaux**

### **2.2.3.1 Valeurs caractéristiques**

Remplacement de la Règle d'Application (4) par :

(104) Le Principe P(1) s'applique également à la vérification à la fatigue.

## 2.3 Exigences de calcul

### 2.3.2 États-limites ultimes

#### 2.3.2.2 Combinaisons d'actions

Remplacement de ce paragraphe par :

P(101) Les combinaisons d'actions définies par l'ENV 1991-3 doivent être appliquées aux ponts-routes, aux passerelles et aux ponts-rails. Pour les autres types de ponts, les combinaisons doivent être spécifiées par les textes appropriés. Pour la vérification à la fatigue, voir le paragraphe 4.3.7.2 de la présente Partie 2.

P(101) A. Dans le cas des passerelles couvertes les combinaisons à considérer sont celles prévues par la clause D 2.1.1 (6) de l'ENV 1991-3 DAN. Il y a lieu de considérer la simultanéité entre charges de trafic et charges de neige.

Dans le cas des passerelles non couvertes, la spécification différente envisagée dans la clause D 2.1.1 (5) de l'ENV 1991-3 DAN est à envisager pour les passerelles situées à 500m d'altitude au moins.

P(101) C. Il résulte :

- du DAN de l'ENV 1991-2-3 (établi postérieurement à celui de l'ENV 1991-3) que dans les zones les plus défavorables
  - la charge caractéristique de neige  $s_k$  au sol est au plus égale à  $0,9 + 0,45 = 1,35$  kN/m<sup>2</sup> à l'altitude de 500 m, à 2,9 kN/m<sup>2</sup> à l'altitude de 1 000 m, à 7,35 kN/m<sup>2</sup> à l'altitude de 2000m ;
  - la charge accidentelle au sol de la neige,  $s_k$ , est au plus égale à 1,8 kN/m<sup>2</sup> indépendamment de l'altitude.
- de l'ENV 1991-3 que la charge d'exploitation caractéristique  $q_{tk}$ , compte tenu de sa dégressivité, doit être toujours au moins égale à 2,5 kN/m<sup>2</sup>.

Les coefficients  $\psi_0$  habituellement appliqués à  $s_k$  et à  $q_{tk}$  étant manifestement pessimistes en cas de simultanéité de trafic piétons et de neige abondante, il apparaît qu'une telle simultanéité n'est à prendre en compte, sauf éventuellement en cas de manifestation sportive dans une station de sports d'hiver, que pour une altitude supérieure à 500 m. En France il n'y a pas de station de sports d'hiver au-dessous de 500 m.

(102) En général, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets climatiques de température pour les états-limites ultimes.

(102) I. Il convient, le cas échéant, de prendre en compte les effets des actions indirectes pour les états-limites ultimes.

(102) C. Les déformations ou déplacements imposés (effets thermiques, retrait, tassements d'appuis,...) et d'une manière générale les actions indirectes statiques peuvent dans la plupart des cas être négligés pour les justifications vis-à-vis de l'état-limite ultime de résistance, à condition que la ductilité des éléments et la souplesse des liaisons soient suffisantes. Par contre, il importe de tenir compte de ces actions ainsi que des déformations de fluage pour les justifications vis-à-vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme.

P(103) Les tassements doivent être pris en compte s'ils sont à l'origine de sollicitations importantes comparées à celles engendrées par les actions directes.

(104) Si les tassements sont pris en compte, il convient d'utiliser les estimations les plus probables des tassements prévus.

### 2.3.3 Coefficients partiels pour les états-limites ultimes

#### 2.3.3.1 Coefficients partiels concernant les actions sur les ponts

Remplacement de ce paragraphe par :

(101) Il convient d'utiliser les coefficients partiels définis par l'ENV 1991-3. Sauf indication contraire, il convient d'admettre pour les effets de précontrainte  $\gamma_p = [1,0]$ .

(101) I. Les coefficients partiels définis par l'ENV 1991-3 s'appliquent. En ce qui concerne la précontrainte, il convient d'en affecter la partie agissante, estimée à sa valeur probable  $P_m$ , d'un coefficient de prise en compte  $\gamma_P$  égal à :

- 1 si les armatures engendrant cette précontrainte participent, par leurs variations de tension, à la résistance  $R$  vis-à-vis des sollicitations considérées ;
- 1,35 si tel n'est pas le cas et sous réserve que cette valeur soit plus défavorable que la valeur 1, sauf application de l'alinéa (104) suivant.

(102) Pour la vérification à la fatigue, voir 4.3.7.

(103) Lorsque conformément au Principe 2.3.2.3 P(3) de l'ENV 1992-1-1 les parties favorables et défavorables d'une action permanente doivent être considérées comme des actions individuelles, il convient d'affecter à la partie favorable le coefficient  $\gamma_{G,inf} = [0,95]$  et à la partie défavorable  $\gamma_{G,inf} = [1,05]$ .

(104) Précontrainte. Pour l'évaluation des effets locaux (zones d'ancrage, contraintes d'éclatement), un effort correspondant à la résistance caractéristique à la rupture des armatures doit être appliqué (voir le 2.5.4 de l'ENV 1992-1-1).

### 2.3.3.2 Coefficients partiels des matériaux

Remplacement de la Règle d'Application (5) par :

(105) Ces valeurs sont applicables pour la vérification à la fatigue.

### 2.3.4 États-limites de service

Remplacement de la Règle d'Application (7) par :

(107) Les combinaisons d'actions simplifiées du paragraphe 2.3.4(7) de l'ENV 1992-1-1 ne s'appliquent pas aux ponts.

Addition après le principe P(8).

P(109) Les combinaisons d'actions pour les états-limites de service sont définies dans l'ENV 1991-3 et l'ENV 1992-1-1. Pour les déformations imposées non traitées par les normes correspondantes, des valeurs estimées appropriées doivent être utilisées.

## 2.5 Analyse

2.5 A. Types d'analyse admis. Pour les ponts (tabliers, appuis, fondation) en dehors des exceptions mentionnées ci-après, il convient, quel que soit l'état-limite considéré, de recourir exclusivement à des analyses structurales élastiques, sans redistribution des sollicitations par fissuration ou plastification, mais en tenant compte, lorsqu'il y a lieu, des redistributions par fluage. Les exceptions normalement admises sont les suivantes :

- pour les murs et autres voiles, la méthode de bielles et tirants définie en 2.5.3.6 dans l'ENV 1992 1.1 DAN peut être normalement utilisée ;
- pour les vérifications vis-à-vis des états-limites ultimes atteints par déformation structurale (flambement), les méthodes d'analyse structurale non linéaire définies en 4.3.5 (Partie 1.1 et Partie 2 avec les DAN correspondants) sont normalement à utiliser ;
- pour les vérifications vis-à-vis des états-limites ultimes en situation accidentelle, il est loisible d'utiliser la méthode d'analyse structurale non linéaire définie en A2.2 (Annexe 2 à la partie 1.1 amendée en (3) par le DAN correspondant) ;
- pour les vérifications vis-à-vis des états-limites ultimes en situation sismique, il convient d'utiliser les méthodes définies dans l'ENV 1998.2 DAN.

2.5 C. Cet amendement s'explique techniquement par le caractère hautement répétitif des charges de trafic sur la grande majorité des ponts et les alternances de sollicitations dues au caractère mobile des charges en situations durables et éventuellement transitoires.

Il porte sur l'ensemble du sous-chapitre 2.5 de toutes les Parties déjà publiées de l'ENV 1992 ainsi que sur les Annexes 1 à 4, et lorsqu'il y a lieu sur les clauses correspondantes des DAN, dans la mesure où d'autres types d'analyse structurale y ont été admis.

Toutefois, pour certaines passerelles normalement soumises à un trafic léger, il est loisible de prévoir dans les documents particuliers du marché des dérogations à cet amendement, en autorisant pour d'autres vérifications vis-à-vis des états-limites ultimes l'analyse structurale non linéaire affinée définie en A.2.2 (l'analyse simplifiée définie en A.2.3 étant exclue).

## 2.5.1 Dispositions générales

### 2.5.1.2 Cas de charge et combinaisons

Remplacement de la Règle d'Application (4) par :

(104) Le paragraphe 2.5.1.2(4) de l'ENV 1992-1-1 ne s'applique pas aux ponts.

### 2.5.1.3 Imperfections

Remplacement de la Règle d'Application (3) par :

(103) En l'absence d'autres dispositions, l'influence des imperfections structurales peut être évaluée en les assimilant à une imperfection géométrique effective, à l'aide d'une méthode telle que celle décrite au paragraphe (4) du sous-article 2.5.1.3 de l'ENV 1992-1-1.

Remplacement des Règles d'Application (5) à (8) par :

(105) Les Règles d'Application (5) à (8) du sous-article 2.5.1.3 de l'ENV 1992-1-1 ne s'appliquent pas aux ponts.

## 2.5.2 Schématisation de la structure

### 2.5.2.1 Modèles structuraux pour analyse d'ensemble

Remplacement des Règles d'Application (5) et (6) par :

(105) La Règle d'Application (5) du sous-article 2.5.2.1 de l'ENV 1992-1-1 ne s'applique pas aux ponts.

### 2.5.2.2 Données géométriques

#### 2.5.2.2.1 Largeur efficace des tables de compression

Remplacement des Règles d'Application (2) à (5) par :

(102) Pour l'analyse, lorsqu'une grande précision n'est pas exigée, il est loisible de considérer une largeur constante sur toute la longueur de la travée.

(103) La largeur réelle de la table de compression peut être prise en compte pour l'analyse des efforts internes et des moments, la vérification de l'état-limite ultime, la vérification de l'état-limite de vibration et le calcul des déformations à l'état-limite de service.

(104) Pour la vérification des contraintes et des ouvertures de fissures à l'état-limite de service et pour la vérification de l'état-limite de fatigue, la largeur utile d'une poutre en T symétrique peut être déterminée comme suit :

$$b_{\text{eff}} = b_w + \frac{1}{5}l_0 \leq b \quad \dots (2.113)$$

et, pour une poutre de rive (c'est-à-dire avec une table de compression d'un seul côté) :

$$b_{\text{eff}} = b_w + \frac{1}{10}l_0 \leq b_1 (\text{ou } b_2) \quad \dots (2.114)$$

(pour les notations, voir les Figures 2.102 et 2.103 ci-dessous).

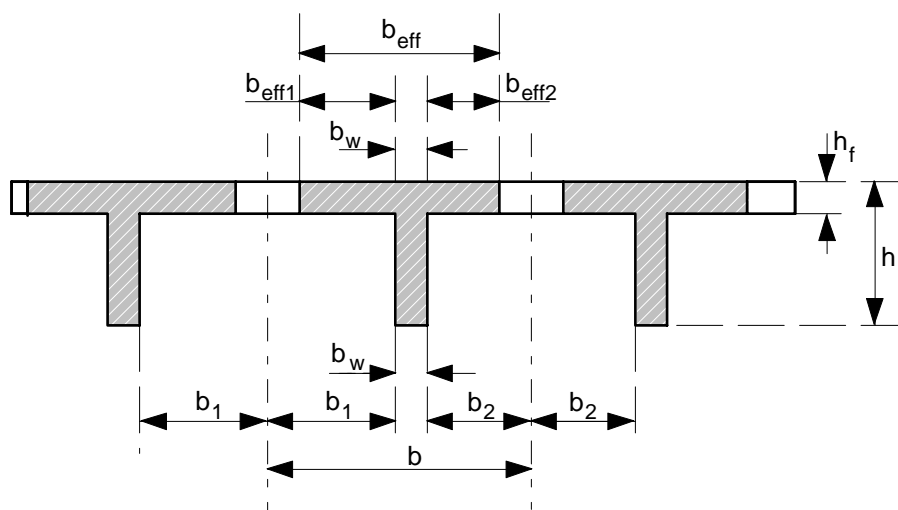


Figure 2.102 — Définition des dimensions des largeurs efficaces

(105) Dans les cas courants, la distance  $l_0$  entre points de moment nul peut s'obtenir par la Figure 2.103.

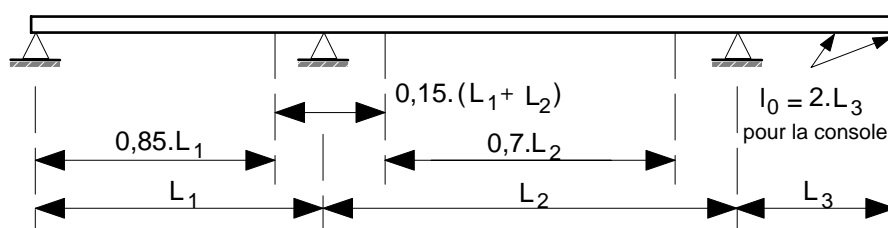


Figure 2.103 — Longueurs utiles approximatives des travées pour le calcul des rapports des largeurs efficaces

Les valeurs forfaitaires définies dans la Figure 2.103 ne sont valides que si les conditions suivantes sont remplies :

- a) longueur de la console inférieure à la moitié de celle de la travée adjacente ;
- b) rapport de portées adjacentes compris entre 1 et 1,5.

(106) Pour la diffusion des forces de précontrainte dans les poutres en T, voir 4.2.3.5.3 de l'ENV 1992-1-1.

## 2.5.3 Méthodes de calcul

### 2.5.3.1 Généralités

Remplacement du Principe P(4) et de la Règle d'Application (5) par :

(104) Pour les états-limites de service, il convient de considérer, s'il y a lieu les effets globaux des déformations imposées dues à la température et au retrait.

(104) C. Il convient de se reporter à la clause 2.3.4 P (109).

### 2.5.3.3 Simplifications

Remplacement de la règle d'application (2) par :

(102) Les Règles d'Application (2), (3), (5) et (6) de l'ENV 1992-1-1 ne s'appliquent pas aux ponts.



#### **2.5.3.4 Éléments linéaires.**

C1. Se reporter à 2.5 A et C de la présente Partie. Les apports du DAN de la Partie 1.1 à l'article 2.5.3.4 sont sans objet pour les ponts.

C2. Par ailleurs, les caissons nécessitent une analyse complémentaire spécifique.

#### **2.5.3.5 Analyse des dalles**

2.5.3.5 A. Pour les poutres-dalles et les hourdis des ponts (*cf.* définition donnée à l'article 9.1 du B.P.E.L) il convient de compléter et modifier autant que techniquement nécessaire, par les documents particuliers du marchés, les règles d'analyse données pour les dalles dans les Parties déjà publiées de l'ENV 1992 et non modifiées dans la présente Partie 2. En outre, pour les hourdis, la règle ci-après est applicable.

Dans les hourdis des ponts, la flexion générale des poutres ou caissons, leur précontrainte et les déformations différentielles dues aux températures, retraits et fluages introduisent un système de sollicitations complexes. Dans de nombreux cas, il est possible de le considérer comme le cumul des sollicitations générales et de sollicitations locales. Il est alors loisible d'effectuer les justifications séparément vis-à-vis de ces deux groupes de sollicitations.

##### **2.5.3.5.1 Domaine d'application**

Addition après la Règle d'Application (3) :

(104) Dans le cas de charges concentrées appliquées sur des tabliers de pont, il convient de retenir pour l'analyse l'aire chargée théorique suivante :

- pour les moments fléchissants : voir les dispositions du paragraphe 4.3.2 de l'ENV 1991-3 ;
- pour les cisaillements : une aire limitée par le périmètre critique donné pour le poinçonnement, conformément au paragraphe 4.3.4.2 de l'ENV 1992-1-1.

### **3 Section 3 — Propriétés des matériaux**

#### **3.2 Acier pour béton armé**

##### **3.2.2 Classification et géométrie**

Addition après le Principe P(8) :

(109) En règle générale, il convient de n'utiliser pour les ponts que de l'acier à haute ductilité B500B tel que défini par l'ENV 10 080.

## 4 Section 4 — Dimensionnement et calcul des sections

### 4.1 Exigences de durabilité

#### 4.1.3 Projet

##### 4.1.3.3 Enrobage

Addition après la Règle d'Application (12) :

(113) En général, il convient que l'enrobage minimal d'une gaine de précontrainte ne soit pas inférieur à [50 mm].

Dans le cas de béton étanche des classes C40/50 (voir l'ENV 206, Tableau 3 et paragraphe 7.3.1.5) et au-delà, ou de parements de béton revêtus de films adhérents imperméables, il convient que l'enrobage minimal des armatures de précontrainte par prétension ne soit pas inférieur à [40 mm].

Si des armatures de précontrainte sont disposées en face supérieure des dalles de chaussée ou des hourdis supérieurs des passerelles dont la surface est directement exposée aux sels de déverglaçage, il convient que l'enrobage minimal de ces armatures et des gaines ne soit pas inférieur à [80 mm].

(113) I. Les deux dernières parties de cet alinéa sont invalidées.

La première est remplacée comme suit : "Pour les armatures de précontrainte par prétension, il y a lieu de se reporter au 5.4.9".

La dernière partie n'est pas remplacée car elle correspond à une disposition non admise en France (dalles de chaussées ou de hourdis non protégées par des chapes d'étanchéité).

(114) Il convient que l'enrobage minimal de l'acier pour béton armé ne soit pas inférieur à [30 mm].

Lorsque la surface du béton est directement exposée aux sels de déverglaçage ou à l'air marin saturé ou à l'action abrasive de l'eau de mer ou à un environnement chimique (par exemple, cas des ponts au-dessus des lignes de chemin de fer non électrifiées), il convient que l'enrobage minimal de l'acier pour béton armé ne soit pas inférieur à [50 mm].

(115) En cas d'environnement chimique fortement agressif, conformément au Tableau 4.1, ligne 5c de l'ENV 1992-1-1, il convient de prévoir une protection pour prévenir tout contact direct avec le milieu agressif.

(114)C. (115)C.

Les conditions d'environnement dans lesquelles les éléments de pont sont habituellement utilisés conduisent à considérer les classes d'exposition 2b) à 5 de l'ENV 1992-1-1. Dans de nombreux cas, il est possible d'affecter globalement à l'ouvrage la classe d'exposition la plus défavorable de celles dont relèvent ses différentes parties. Les classes d'exposition suivantes peuvent être considérées :

- Classe 2b) : face intérieure des poutres-caissons et face extérieure des éléments protégés contre les sels de déverglaçage et non situés en environnement marin ou agressif ;
- Classe 3 : face extérieure des éléments non protégés contre les sels de déverglaçage et non situés en environnement marin ou agressif ;
- Classe 4 : face extérieure des éléments protégés ou non contre les sels de déverglaçage et situés en environnement marin ;
- Classe 5 : face extérieure des éléments protégés ou non contre les sels de déverglaçage et situés en environnement agressif.

Pour les aciers de béton armé, les valeurs d'enrobage indiquées dans le Tableau 4.102 ci-après peuvent être adoptées vis-à-vis de la durabilité des éléments. Pour la classe d'exposition 5, les spécifications du projet précisent les mesures particulières à adopter.

**Tableau 4.102 — Enrobages minimaux requis  
pour les armatures de béton armé**

| Classe<br>de résistance             | C < 40/50                      |        | C ≥ 40/50 |        |
|-------------------------------------|--------------------------------|--------|-----------|--------|
|                                     | Dalles                         | Autres | Dalles    | Autres |
| Type d'éléments                     |                                |        |           |        |
| Classes d'exposition<br>considérées |                                |        |           |        |
| 2b                                  | 30                             | 30     | 30        | 30     |
| 3                                   | 35                             | 40     | 30        | 35     |
| 4                                   | 35                             | 40     | 30        | 35     |
| 5                                   | Selon spécifications du projet |        |           |        |

## 4.2 Données du projet

### 4.2.2 Béton armé

#### 4.2.2.3 Propriétés mécaniques de l'acier pour béton armé

##### 4.2.2.3.3 Fatigue

Remplacement de la Règle d'Application (1) par :

(101) Pour les prescriptions concernant la fatigue, voir le 4.3.7 de la présente Partie 2.

### 4.2.3 Béton précontraint

#### 4.2.3.3 Propriétés mécaniques de l'acier de précontrainte

##### 4.2.3.3.5 Fatigue

Remplacement de la règle d'application (1) par :

(101) Pour les prescriptions concernant la fatigue, voir le 4.3.7 de la présente Partie 2.

#### 4.2.3.5 Calcul des éléments en béton précontraint

##### 4.2.3.5.1 Généralités

Remplacement du Principe P(1) par :

P(101) Ce paragraphe concerne les ouvrages contenant les types d'armatures de précontrainte suivants :

- armatures adhérentes ;
- armatures intérieures non adhérentes ;
- armatures extérieures.

Lorsque des procédures différentes correspondant à des cas spécifiques doivent être adoptées pour les armatures de précontrainte extérieures ou non adhérentes, il convient de se référer à l'Annexe 105 de la présente Partie 2.

Dernier alinéa I. Remplacer par : Pour les armatures de précontrainte extérieures ou non adhérentes, il convient de se référer à l'Annexe 105 de la présente Partie 2.

## 4.3 États-limites ultimes

### 4.3.1 États-limites ultimes pour les sollicitations d'effort normal et de flexion

#### 4.3.1.1 Généralités

Remplacement de la Règle d'Application (5) par :

(105) La largeur totale réelle peut être prise en compte dans la résistance de calcul, pourvu qu'une liaison adéquate entre l'âme et la membrure comprimée soit assurée par des armatures d'effort tranchant.

4.3.1.1 A. Addition après la règle d'application (8) :

(109) Pour les hourdis de ponts, il est loisible d'effectuer de manière indépendante d'une part les justifications vis-à-vis des sollicitations locales et, d'autre part, les justifications vis-à-vis des sollicitations générales.

4.3.1.2 (2) C. L'attention est appelée sur ce que la ductilité à la flexion décroît lorsque le diagramme des déformations (Figure 4.11) s'éloigne du point A et devient faible lorsqu'il passe par le point C.

#### 4.3.1.3 Rupture fragile et hyper-résistance

Addition après la Règle d'Application (3).

(104) Lorsque des mesures spécifiques sont jugées nécessaires pour prévenir la rupture fragile due à la corrosion sous tension de l'acier de précontrainte, il convient d'utiliser les règles énoncées ci-dessous.

(105) Pour les ouvrages précontraints, le Principe P(1) de l'ENV 1992-1-1 peut être vérifié par l'une quelconque des méthodes alternatives suivantes :

a) supposer une réduction du nombre d'armatures de précontrainte telle que le moment de fissuration déterminé avec une contrainte de traction dans le béton égale à  $f_{ctk0,05}$  soit inférieur ou égal au moment donné par les combinaisons fréquentes d'actions et s'assurer ensuite qu'avec cette précontrainte réduite la résistance ultime à la flexion reste supérieure au moment donné par les combinaisons fréquentes d'actions ;

Pour cette vérification, il est loisible de tenir compte de la redistribution des moments. La résistance ultime en flexion peut être calculée sur la base des coefficients  $\gamma_M$  correspondant à la situation accidentelle ;

b) s'assurer que l'intégrité des câbles peut être surveillée ou contrôlée par une technique éprouvée d'inspection non destructive ;

c) disposer une section minimale d'acier conformément à l'équation (4.184) :

$$\min A_S = \frac{M_{r,ep}}{f_{yk} \cdot z_s} \quad \dots (4.184)$$

avec :

$M_{r,ep}$  : moment de fissuration calculé en considérant une contrainte de traction égale à  $f_{ctk0,05}$ , conformément au Tableau 3.1 de l'ENV 1992-1-1, au droit de la fibre extrême tendue de la section et sans tenir compte de la précontrainte. Pour les joints entre voussoirs préfabriqués, il convient de prendre  $f_{ctk0,05}$  égal à zéro.

$z_s$  bras de levier de la section à l'état-limite ultime par rapport à l'armature passive ; pour les sections rectangulaires, il est loisible d'adopter  $z_s = 0,9.d$ .

(106) Dans les cas où la méthode (c) de la Règle (105) ci-dessus est utilisée, les règles suivantes sont applicables.

(107) Il convient de disposer la section d'armature minimale  $A_S$  dans les zones où des contraintes de traction apparaissent dans le béton sous les combinaisons non fréquentes d'actions. Pour cette vérification, il convient de négliger les effets isostatiques de la précontrainte, mais de prendre en compte les effets hyperstatiques de celle-ci.

(108) Dans le cas d'éléments précontraints par prétension, il convient d'appliquer l'équation (4.184) ci-dessus de la manière suivante :

Soit :

- les armatures de précontrainte dont l'enrobage est au moins égal à [2] fois l'enrobage minimal spécifié par 4.1.3.3 peuvent être prises en compte. Dans ce cas, il convient de remplacer  $f_{yk}$  par  $f_{p0,1k}$  ;

soit :

- toutes les armatures peuvent être prise en compte, mais avec une contrainte  $f_{yk}$  limitée à  $500 \text{ N/mm}^2$ .

Dans les deux cas,  $z_s$  concerne les armatures de prétension.

(109) Afin de satisfaire le principe P(1) de l'ENV 1992-1-1, il convient de conférer à la structure une ductilité convenable. À cet effet et en l'absence d'autres mesures appropriées, dans les travées des poutres continues en T et en caisson, il convient de prolonger la section minimale d'armatures  $A_s$  définie en travée par l'équation (4.184) jusqu'aux appuis de la travée considérée.

(110) Cependant, dans les poutres-caissons, ce prolongement n'est pas nécessaire si, à l'état-limite ultime, la capacité de résistance à la traction procurée au droit des appuis par les armatures passives et actives, calculée avec les valeurs respectives  $f_{yk}$  et  $0,9 \cdot f_{pk}$ , est inférieure à la capacité de résistance à la compression de la membrure inférieure, ou, en d'autres termes, si la rupture de la zone comprimée n'est pas plausible :

$$A_s \cdot f_{yk} + A_p \cdot 0,9f_{pk} < t_{inf} \cdot b_0 \cdot 0,85f_{ck} \quad \dots (4.185)$$

avec :

$t_{inf}$  épaisseur de la membrure inférieure de la poutre-caisson ;

$b_0$  largeur de la membrure inférieure de la poutre-caisson ;

$A_s, A_p$  sections respectives des aciers passif et actif dans la zone tendue à l'état-limite ultime.

I. La totalité des articles 4.3.1.3 des Parties 1-1 et 2 de l'ENV 1992 est, pour les ponts et passerelles, invalidée et remplacée par l'article ci-après.

#### 4.3.1.3 Conditions de non-fragilité

P (101) La rupture fragile des éléments structuraux dès l'apparition de la première fissuration doit être évitée.

P(101) C. Le risque visé dans cet article concerne les conséquences de la rupture d'un certain nombre de d'armatures de précontrainte, principalement par corrosion, si cette rupture se produit au voisinage d'une même section d'un élément et reste non observable jusqu'à apparition de la première fissuration de flexion. Lorsque la fissuration finit par se produire, sous l'effet d'une sollicitation caractéristique, il est nécessaire que des armatures passives suffisantes puissent prendre le relais de la résistance du béton à la traction, avec une marge suffisante pour qu'une intervention soit possible en temps utile.

(102) Le principe P (101) peut être considéré comme satisfait si les Règles définies ci-après sont respectées par les éléments structuraux linéaires des ouvrages (poutres, caissons, chevêtres,...) précontraints par post-tension intérieure adhérente, ou extérieure, par câbles injectés au coulis de ciment. Ces règles sont également applicables aux poutres-dalles lorsque le marché le spécifie.

(102) C. Les éléments précontraints par prétension d'armatures ne présentent pas de risque particulier de corrosion des armatures, sauf dans des conditions exceptionnelles ou anormales et si, en outre, leur enrobage est minimal. Enfin, la rupture d'armatures constitutives de câbles intérieurs ou extérieurs protégés par des produits souples (graisses ou cires) devrait être détectée à la survenance d'une sollicitation peu fréquente.

L'extension des règles ci-après aux poutres-dalles est recommandée pour les seules poutres-dalles étroites (par exemple larges de moins de 4 m, encorbellements latéraux non compris).

(103) Pour les éléments précontraints par post-tension totalement intérieure et adhérente au béton, la justification peut être apportée par l'une quelconque des méthodes alternatives suivantes :

- a) Pour chaque section transversale de l'élément considéré et pour chacune des fibres extrêmes de cette section, déterminer la réduction de la force de précontrainte qui a pour effet isostatique l'apparition en fibre extrême d'une contrainte de traction égale à  $f_{ctm}$  sous combinaison fréquente d'action (au droit d'un joint entre voussoirs préfabriqués on prendra  $f_{ctm} = 0$ ) puis s'assurer qu'avec cette précontrainte réduite et une réduction proportionnelle de la section d'acier de précontrainte, la résistance ultime à la flexion reste supérieure au moment donné par les combinaisons caractéristiques d'actions. Si la conclusion s'avère négative, ajouter des armatures passives de manière que la condition soit satisfaite.

Dans cette vérification, on supposera que les armatures présentent leur tension probable au temps  $t_{\infty}$  et que les moments hyperstatiques de précontrainte ne sont pas modifiés. La résistance ultime en flexion peut être calculée sur la base des coefficients  $\gamma_M$  correspondant aux situations accidentelles (pour les aciers, sur la base de  $f_{yk}$  limitée à 500 N/mm<sup>2</sup> et de 0,9  $f_{pk}$ ,  $\gamma_s$  étant égal à 1 ; pour le béton avec  $\gamma_c$  égal à 1,15).

- b) Assurer au voisinage de chaque fibre extrême de l'élément considéré, là où la règle ci-après conduit à une valeur positive, une section d'armatures passives min  $A_s$  au moins égale à :

$$\min A_s = \frac{1}{f_{yk} z_s} \inf \left\{ [M_k], [M_k - K(M_{freq} - M_{r,ep})] \right\} \quad \dots (4.184 \text{ bis})$$

où :

K est le coefficient, fonction du type de section, pris égal à :

- 3,5 pour une section rectangulaire ;
- 2,8 pour une section en simple té ;
- 2,4 pour une section en té à talon ;
- 2,0 pour une section en caisson.

$z_s$  bras de levier forfaitairement estimé égale à 0,9  $d_s$ .

$M_k$  est le moment dû à la combinaison caractéristique la plus défavorable des actions permanentes (sauf le moment isostatique moyen de précontrainte) et variables.

$M_{freq}$  est le moment correspondant à  $M_k$ , dû à la combinaison fréquente (sauf le moment isostatique moyen de pré-contrainte).

$M_{r,ep}$  est le moment extérieur de fissuration, qui en l'absence de précontrainte et de toute autre action, entraînerait au niveau de la fibre extrême considérée une contrainte élastique de traction égale à  $f_{ctm}$ . (Au droit des joints entre voussoirs préfabriqués on retiendra  $M_{r,ep} = 0$ .)

Pour l'étude d'une fibre extrême donnée et des armatures à disposer à son voisinage, la formule (4.184 bis) suppose que tous les moments sont considérés comme algébriquement positifs lorsqu'ils engendrent des tractions sur la fibre en question.

Sauf disposition différente du marché, il convient d'utiliser la méthode b.

Quelle que soit la méthode utilisée, la section d'armatures déterminée dans une section de calcul reste exigée jusqu'au droit de la section de calcul suivante et doit être ancrée au delà.

(103) C. La préférence donnée à la méthode b tient à sa plus grande simplicité d'utilisation.

Cette méthode b repose sur les mêmes principes que la méthode a :

là où  $M_{freq} \leq M_{r,ep}$ , la précontrainte est supposée pouvoir totalement disparaître sans que la structure manifeste le moindre signe de désordre tant que les charges extérieures n'y développent pas de sollicitations supérieures aux sollicitations fréquentes. Les armatures passives doivent permettre d'y équilibrer les sollicitations rares ;

là où  $M_{freq} > M_{r,ep}$ , des fissurations révélatrices sont observables alors que subsiste une partie des armatures de précontrainte dont le terme semi-empirique  $K (M_{freq} - M_{r,ep})$  de la formule (4,184 bis) représente la contribution à la résistance de la section. Des considérations théoriques et des tests numériques montrent que K décroît lorsque le rendement géométrique de la section augmente, ce qui justifie les valeurs forfaitaires proposées en (103) pour ce coefficient.

L'application des règles a et b ci-dessus conduit à des sections d'armatures rapidement variables le long de chaque fibre extrême considérée, avec une forte sensibilité à l'espacement des sections de calcul. C'est ce qui explique la règle complémentaire de décalage énoncée à la fin de cette clause.

L'expérience montre, par ailleurs, que la plupart du temps, ce sont les sections où  $M_{freq} = M_{rep}$  qui exigent le maximum de ferrailage. C'est pourquoi, il convient de déterminer au mieux ces sections, par interpolation entre sections de calcul, pour y appliquer l'une ou l'autre des deux méthodes proposées.

L'une comme l'autre de ces méthodes ne conduisent à des sections significatives d'armatures passives que dans les zones où les sollicitations développées par les charges extérieures sont faibles, donc dans les zones proches des sections de moment nul sous charges permanentes. Mais les risques encourus sont, en pratique, très différents, selon que :

- l'hyperstaticité de la structure peut ou non lui permettre de s'adapter à une défaillance locale ;
- les dispositions technologiques adoptées pour la précontrainte dans les zones incriminées donnent des garanties plus ou moins sérieuses de longévité des armatures actives (à titre d'exemple, l'ancrage ou le couplage de nombreux câbles peut y constituer un point faible).

Compte tenu de cette analyse, il est donc loisible, au niveau du marché de restreindre l'application des règles a ou b à certaines seulement des zones faiblement sollicitées, sans toutefois y déroger près des extrémités de la structure, sur une longueur au moins égale à 20 % de la portée concernée.

(104) Lorsque la précontrainte comporte certains câbles extérieurs au béton, il convient de vérifier qu'en cas de rupture d'un de ces câbles extérieurs, la résistance ultime en flexion, calculée comme en (103) ci-dessus mais avec des  $\gamma_M$  égaux à 1,15 pour  $\gamma_s$  et 1,5 pour  $\gamma_c$  et en conformité avec l'article 4.3.1.4 de l'ENV 1992.1.5 DAN, reste supérieure au moment de calcul le plus défavorable dû à la combinaison caractéristique d'action.

Si en outre des câbles extérieurs au béton n'existent que sur une partie de la longueur de l'élément structural considéré, les règles de l'alinéa (103) qui précède sont applicables sur le reste de la longueur dans la mesure où il s'y trouve des armatures actives adhérentes au béton.

(104) C. Pour l'application de ce paragraphe, on considérera comme inexistantes les effets tant hyperstatiques qu'isostatiques du câble extérieur rompu.

### 4.3.2 Cisaillement

#### 4.3.2.3 A ou I. Éléments ne nécessitant pas d'armatures d'effort tranchant

(1) La résistance de calcul et l'effort tranchant  $V_{RD1}$  est donné par :

$$V_{R1} = \left[ \tau_{RD} (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d \quad \dots (4.18)$$

avec :

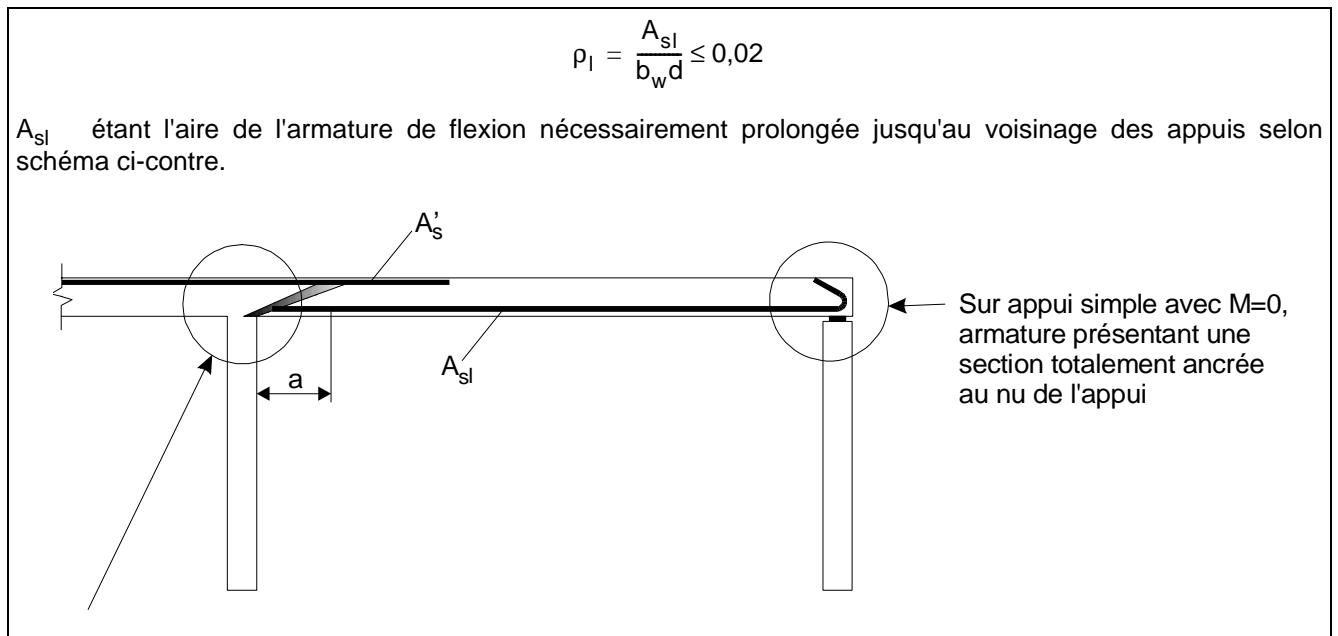
$$\tau_{Rd} = \frac{0,25}{\gamma_c} f_{ctk 0,05}$$

directement donné par le Tableau 4.8.

Tableau 4.8 Valeurs de  $\tau_{rd}$  (MPa) pour différentes classes de béton, avec  $\gamma_c = 1.5$ .

|             |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $F_{ck}$    | 12   | 16   | 20   | 25   | 30   | 35   | 40   | 45   | 50   |
| $\tau_{Rd}$ | 0,18 | 0,22 | 0,26 | 0,30 | 0,34 | 0,37 | 0,41 | 0,44 | 0,48 |





Sur appui continu ou avec console donnant un moment négatif tel que l'armature en fibre supérieure de section  $A'_s$  permette l'ancrage total de la bielle si l'acier  $A_{sl}$  s'arrête avant l'appui, la distance  $a$  entre nu de l'appui et le point en lequel  $A_{sl}$  peut être totalement ancré étant inférieure à la longueur de la 1<sup>re</sup> bielle.

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$  compression moyenne due à l'action des charges ou de la précontrainte.

- 1) L'équation {4.18} n'est applicable aux zones d'ancrage des éléments précontraints par prétension que si les prescriptions en 4.2.3.5.6 sont satisfaites.
- 2) Dans le cas où des armatures d'effort tranchant ne sont pas requises, la résistance de calcul  $V_{Rd2}$  limitée par le risque d'écrasement des bielles comprimées est donnée par :

$$V_{Rd2} = (1/2)v f_{cd} b_w \cdot 0,9 d \quad \dots (4.19)$$

avec :

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} < 0,5 \quad (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad \dots (4.20)$$

L'ensemble de ces conditions est presque toujours réalisé :

- pour les semelles de fondation, alors calculées par la méthode des bielles ;
- dans les dalles minces, telles que les hourdis entre poutres de pont ;
- dans les petits pont-cadres.

Les dimensions de ces pièces sont telles que les armatures principales de flexion sont continues entre ces poutres, vis-à-vis des moments positifs, avec des armatures en nappe supérieure largement débordante des zones d'appui.

#### 4.3.2.5 Cisaillement entre âmes et membrures

Remplacement de la Règle d'Application (6) par :

(106) Dans le cas de membrures ou d'âmes soumises à des sollicitations combinées de cisaillement et de flexion transversale avec ou sans contraintes directes dans leur plan, il convient de considérer l'élément comme constitué de deux couches. Il convient de répartir les forces contenues dans le plan de manière proportionnelle entre les deux couches et de transformer le moment fléchissant en un couple équivalent dont les forces agissent aux centres de gravités des deux couches.

Il convient de prévoir les armatures nécessaires à l'équilibre de chaque couche ; ces armatures peuvent être calculées à l'aide d'un modèle approprié de bielles et tirants. L'angle des bielles de béton avec les armatures est limité comme suit :

$$[0,5] \leq \cot\theta \leq [2,0]$$

(106) I. Lorsqu'une âme (ou une membrure) est soumise à des sollicitations combinées de cisaillement et de flexion transversale, les sections d'acier nécessaires vis à vis de chacune de ces sollicitations ne se cumulent pas. Il convient toutefois que l'une comme l'autre des deux moitiés de l'âme (ou de la membrure) délimitées par le feuillet moyen contienne au moins la moitié de la section d'acier nécessaire vis à vis du cisaillement.

#### 4.3.5 États-limites ultimes atteints par déformation structurale (flambement)

4.3.5 C. Le paragraphe 4.3.5 et les compléments apportés par l'Annexe 3 de la Partie 1-1 qui ne distinguent pas les clauses générales de celles destinées aux seuls bâtiments, ont donné lieu à des modifications importantes dans le DAN correspondant. La présente Partie présente l'intérêt d'annuler de multiples règles établies pour des ossatures de bâtiments et d'apporter quelques améliorations de détail. Cependant elle n'a pas un caractère pleinement opérationnel : en particulier les types d'analyses à utiliser pour ces vérifications (paragraphe 2.5.3.2 et 2.5.3.4) n'ont pas été précisés. Le rôle passif et actif des appareils d'appui des tabliers n'est pas spécifié ni même mentionné non plus que la sensibilité de la direction des réactions d'appui aux déplacements des têtes de piles. De plus la règle du 4.3.5.4 relative aux imperfections des piles et pylônes (colonnes isolées) ne tient pas compte du degré choisi d'assurance de la qualité qui est important pour les grands ouvrages. Procéder à une nouvelle révision dans le présent DAN n'aurait en pratique été possible qu'en produisant un texte entièrement nouveau. Dans ces conditions et du fait que les vérifications vis-à-vis de cet état limite sont rarement nécessaires pour les ponts, il y a lieu de considérer que les règles à appliquer le cas échéant devront être définies dans les Documents Particuliers du Marché, en s'inspirant de ce qui a été porté dans le DAN de la Partie 1-1 et des remarques ci-dessus.

##### 4.3.5.2 Procédures de calcul

Remplacement du Principe P(3) par :

P(103) Les incertitudes éventuelles sur les encastremets aux liaisons entre éléments doivent être prises en compte.

##### 4.3.5.3 Classification des structures et des éléments structuraux

###### 4.3.5.3.1 Généralités

Remplacement du Principe P(1) par :

P(101) Pour les besoins des calculs justificatifs, les structures ou éléments structuraux peuvent être classés à nœuds fixes ou à nœuds déplaçables suivant leur sensibilité aux sollicitations du second ordre dues à des déplacements perpendiculaires à la direction de la force de compression.

###### 4.3.5.3.2 Éléments de contreventement et structures contreventées

Remplacement des Règles d'Application (1) à (3) par :

(101) Les Règles d'Application (1) à (3) de 4.3.5.3.2 de l'ENV 1992-1-1 ne s'appliquent pas aux ponts.

###### 4.3.5.3.4 Poteaux isolés

Remplacement de la Règle d'Application (1) par :

(101) Ceux-ci peuvent être soit :

— des éléments comprimés isolés ;

— des éléments comprimés faisant partie d'une structure mais considérés comme isolés pour les besoins du calcul.

#### **4.3.5.3.5 *Élancement des poteaux isolés***

Remplacement de la Règle d'Application (1) par :

P(101) Pour les ponts, la hauteur ou longueur utile  $l_0$  doit être calculée en prenant en compte l'interaction sol-structure et les conditions d'appui à la base et au sommet du poteau.

#### **4.3.5.4 *Imperfections***

Addition à la suite de la Règle d'Application (3) :

(104) Lors du calcul de l'inclinaison  $v$  à l'aide de l'équation (2.10) de l'ENV 1992-1-1, les valeurs minimales spécifiées en 2.5.1.3 (4) ne sont pas applicables.

(105) Il est loisible de considérer les effets des différences de température dans la section transversale des piles comme des imperfections initiales en sus de celles spécifiées par l'ENV 1992-1-1.

#### **4.3.5.5 *Données spécifiques pour différents types de structures***

Remplacement des paragraphes 4.3.5.5.1 à 4.3.5.5.3 par :

P(101) Le sous-article 4.3.5.5 de l'ENV 1992-1-1 ne s'applique pas aux ponts.

Paragraphes additionnels après 4.3.5.7 :

### **4.3.6 Vérification vis-à-vis des chocs**

#### **4.3.6.1 *Généralités***

P(101) Les articles suivants contiennent des dispositions qui ne concernent que les chocs sur les structures. Les glissières ou barrières de sécurité, garde-corps, etc. doivent être conçus conformément à l'ENV 1991-3 et en accord avec le maître d'ouvrage et/ou l'autorité compétente.

P(102) Les chocs doivent être considérés comme des actions accidentelles.

#### **4.3.6.2 *Mesures à prendre***

|   |
|---|
| C. Les paragraphes du présent article concernant la protection de la structure et les éléments fusibles, ainsi que la dernière phrase du paragraphe 4.3.6.3 (104), ont le caractère de simple indication à l'intention des concepteurs. |
|---|

(101) En l'absence de règles nationales, les règles suivantes sont applicables.

(102) Il convient d'accorder la priorité aux mesures préventives qui permettent d'éviter ou de réduire le risque d'impact.

(103) Il convient de vérifier l'efficacité des dispositifs chargés d'assurer la protection de la structure porteuse.

(104) Il convient de concevoir les éléments fusibles de façon qu'ils perdent leur capacité de transmettre des forces horizontales importantes après leur ruine consécutive à un choc.

(105) Il convient de vérifier les déformations de la structure après la ruine d'un élément fusible, afin de s'assurer que la hauteur libre sous la structure est conservée.

(106) Si le risque de choc ne peut être éliminé et si toute conception avec des éléments fusibles s'avère impossible, il convient d'assurer la sécurité en conférant aux éléments structuraux une résistance convenable.

#### **4.3.6.3 *Dispositions constructives***

P(101) En l'absence d'études dynamiques spécifiques, les éléments structuraux heurtés doivent être dimensionnés de telle sorte que par ailleurs, ils puissent également résister à un choc dans la direction opposée.

P(102) Dans tous les cas, lorsque les déformations plastiques des éléments structuraux heurtés sont supposées absorber une partie importante de l'énergie cinétique, les déformations unitaires ultimes doivent être vérifiées. Dans ces cas, les armatures ne doivent pas comporter de soudures.

(103) Il convient, pour la détermination de la capacité ultime des zones de choc, de ne pas tenir compte du béton d'enrobage extérieur aux armatures longitudinales.

Les armatures de compression ne peuvent être prises en compte dans le calcul que si elles sont convenablement maintenues pour éviter le flambement (voir le 5.4.1.2.2 de l'ENV 1992-1-1).

(104) Il convient de disposer des étriers de section appropriée à faibles intervalles. Pour des forces de choc très importantes, les zones de choc peuvent nécessiter des enveloppes métalliques.

Nouveau paragraphe à insérer après 4.3.6 :

#### 4.3.7 Vérification à la fatigue

4.3.7 C. Les vérifications vis-à-vis de la fatigue peuvent être effectuées de façons plus ou moins indirectes. Lorsqu'en application d'une des clauses de cet article une résistance ne peut pas être «présumée suffisante», cela implique seulement que la vérification doit se poursuivre en recourant à une méthode plus affinée.

L'emploi, dans certaines clauses, des mots «généralement» ou «en général» signifie que ces clauses s'entendent pour des ouvrages qui n'ont rien d'exceptionnel quant à leurs dispositions ou à leur exposition à une cause possible de fatigue. Dans les autres cas, il y a lieu d'apprécier si les conditions exceptionnelles rencontrées nécessitent d'adapter les règles correspondantes.

##### 4.3.7.1 Conditions de vérification

P(101) Les éléments structuraux soumis à une variation de contrainte non négligeable doivent être justifiés vis-à-vis de la fatigue. Cette justification doit être conduite séparément pour le béton et l'acier.

(102) Une vérification à la fatigue n'est généralement pas nécessaire pour les structures et composants structuraux tels que :

- a) passerelles ;
- b) voûtes sous remblai et ponts-cadres avec une épaisseur minimale de remblai de [1,0 m] pour les ponts-routes et [1,5 m] pour les ponts-rails ;
- c) fondations ;
- d) piles et colonnes, sans connexion rigide avec le tablier ;
- e) murs de soutènement des ponts-routes ;
- f) culées des ponts-routes non rigidement liées aux tabliers (à l'exception des dalles et parois des culées creuses) ;
- g) béton comprimé des ponts-routes si la Règle 4.4.1.1 (103) de cette Partie 2 est satisfaite ;
- h) armatures passives et actives non raboutées par soudure ou coupleurs pour les ponts vérifiés suivant les catégories A, B ou C du Tableau 4.118 de la partie 2 ;
- i) armatures passives et actives comportant des soudures ou coupleurs dans les régions telles que sous les combinaisons fréquentes d'actions et compte tenu de l'application d'un facteur réducteur 0,85 à la valeur caractéristique de la force de précontrainte  $P_k$ , la section reste entièrement comprimée.

(102) A. Le contenu de cette clause est amendé ou complété comme suit :

- f) culées des ponts-routes et ponts-rails non rigidement liés aux tabliers ; toutefois, la présente dispense ne s'applique pas aux dalles et parois des culées creuses, ni aux murs garde-grève des ponts-routes et ponts-rails ;
- g) le critère de la Règle 4.4.1.1 (103) n'étant pas modifié par le présent DAN, cette dispense s'applique en général ;
- h) les armatures de béton armé des tabliers de ponts-routes soumises aux règles de vérification des catégories D ou E en l'absence d'armatures de précontrainte sont elles aussi généralement dispensées de vérification. En revanche, en présence d'armatures de précontrainte dans les tabliers de ces catégories (cas de précontrainte partielle), les armatures de béton armé aussi bien que de précontrainte n'en sont pas dispensées. L'obligation ou la dispense de vérification s'applique, lorsqu'il y a lieu, séparément pour chaque direction d'armatures.

#### 4.3.7.2 *Combinaisons d'actions et coefficients partiels de sécurité pour la vérification à la fatigue*

(101) Il convient d'attribuer aux coefficients partiels de sécurité pour les incertitudes sur les charges et les sollicitations les valeurs :

$$\gamma_F = [1,0] \text{ et } \gamma_{Sd} = [1,0] \quad \dots (4.186)$$

(102) Les coefficients partiels de sécurité relatifs aux matériaux sont donnés dans le Tableau 4.115.

**Tableau 4.115 — Coefficients partiels de sécurité relatifs aux matériaux pour les vérifications vis-à-vis de la fatigue**

| Matériau vérifié        | Béton $\gamma_{c,fat}$ | Armatures de béton armé ou précontraint $\gamma_{s,fat}$ |
|-------------------------|------------------------|--|
| Coefficient de sécurité | [1,5]                  | [1,15]   |

P(103) En général, la vérification de l'acier et du béton vis-à-vis de la fatigue doit être effectuée en prenant en compte les effets de combinaison des actions suivantes :

- actions permanentes ;
- valeur caractéristique de la force de précontrainte (voir 2.5.4.2) ;
- valeur des tassements la plus défavorable (valeurs estimées appropriées) ;
- valeur fréquente la plus défavorable de la température ;
- modèle approprié de charge de trafic correspondant à la fatigue (voir l'ENV 1991-3 et l'Annexe 106) ;
- le cas échéant, fluctuations du vent.

Cependant, en cas d'utilisation des méthodes données en 4.3.7.4 pour le béton, il convient d'appliquer les combinaisons fréquentes d'actions.

En l'absence d'une méthode de vérification plus élaborée, pour les joints de couplage, la valeur caractéristique de la force de précontrainte doit être réduite par application d'un coefficient égal à 0,85.

P(103) Dernière phrase. A. En l'absence d'une méthode de vérification plus élaborée, la valeur caractéristique minimale de la force de précontrainte qui s'exerce dans le coupleur doit être réduite par application d'un coefficient égal à 0,85.

#### 4.3.7.3 *Sollicitations et contraintes pour la vérification à la fatigue*

P(101) Les calculs de contraintes doivent être conduits dans l'hypothèse de sections fissurées en négligeant la résistance à la traction du béton et en assurant la compatibilité des déformations (les sections planes restant planes).

(102) Les sollicitations peuvent être calculées à l'aide de modèles élastiques linéaires sur toute l'étendue des éléments structuraux considérés. Dans les zones fissurées, une rigidité réduite peut être prise en compte.

(103) Pour le calcul des sollicitations conformément à (102) ci-dessus et pour celui des contraintes (voir P(101) ci-dessus), le coefficient d'équivalence peut être pris égal à  $\alpha = 10$ .

P(104) Pour les sections fissurées soumises à la fatigue, l'effet d'un comportement différent des armatures de précontrainte et des armatures passives vis-à-vis de l'adhérence doit être prise en compte, voir 4.3.7.6.

P(105) Pour les éléments structuraux pourvus d'armatures d'effort tranchant, la détermination des contraintes dans les armatures et le béton doit être effectuée à l'aide d'une modélisation en treillis.

(106) En cas d'utilisation de la méthode standard pour la vérification à la fatigue des armatures d'effort tranchant, la contribution  $V_{cd}$  du béton à  $V_{Rd3}$  ne doit pas être prise supérieure à  $0,5 V_{Rd1}$ .

(107) Lorsque les sollicitations d'effort tranchant sont calculées à l'aide de la méthode des bielles d'inclinaison variable, l'inclinaison des bielles comprimées  $\theta_{fat}$  peut être déterminée par application de l'équation (4.187) :

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad \dots (4.187)$$

avec :

$\theta$  l'angle des bielles de béton comprimé avec la fibre moyenne de la poutre dans le calcul vis-à-vis de l'état-limite ultime effectué conformément au paragraphe 4.3.2.4 de l'ENV 1992-1-1.

#### 4.3.7.4 Vérification à la fatigue du béton soumis à la compression, au cisaillement ou au poinçonnement

(101) Pour le béton comprimé, la résistance à la fatigue est présumée suffisante si l'équation (4.188) représentée graphiquement par la Figure 4.134 est satisfaite. Dans le cas contraire, une vérification plus détaillée à la fatigue peut être nécessaire (voir l'Annexe 106 pour les ponts-rails).

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd}} \leq 0,9 \quad \dots (4.188)$$

avec :

$\sigma_{c,max}$  la contrainte de compression maximale d'une fibre sous la combinaison fréquente d'actions.

$\sigma_{c,min}$  la contrainte de compression minimale sur la même fibre.

Si  $\sigma_{c,min} > 0$  (traction), il convient de s'assurer que  $\sigma_{c,max} / f_{cd} \leq 0,5$ .

L'accroissement de la résistance à la compression avec l'âge du béton au temps  $t_0$  avant application du chargement cyclique peut être pris en compte par application du facteur  $\beta_{cc}(t_0)$  à la résistance de calcul du béton  $f_{cd}$ . Pour  $\beta_{cc}(t_0)$  voir 4.4.3.2 (102) dans cette Partie 2.

(101) C. Eu égard aux valeurs assignées aux coefficients, la seconde inégalité de l'équation (4.188) est sans objet. Cette équation peut se ramener à la forme ci-après :

$$\Delta \sigma_c < \frac{0,5 f_{ck}}{\gamma_c} - 0,55 \sigma_{c,min} \quad \dots (4.188 \text{ bis})$$

Il en ressort que la valeur acceptable de l'étendue de variation de contrainte  $\Delta \sigma_c$  décroît à mesure qu'elle se produit à partir d'une contrainte minimale plus élevée (ou de part et d'autre d'une contrainte moyenne plus élevée). Cette condition est généralement plus sévère pour les sections les plus sollicitées que pour les zones de renversement d'efforts.

(101) A. D'autre part, pour l'application du dernier alinéa du présent article, la valeur de  $t_0$  à introduire dans l'expression donnant  $\beta_{cc}(t_0)$  peut faire l'objet d'un certain assouplissement en fonction du phénomène à considérer ici. Elle peut généralement, pour un pont permanent, être prise égale à 365 jours (d'où  $\beta_{cc}$  allant de 1,15 à 1,30 selon la nature du ciment).

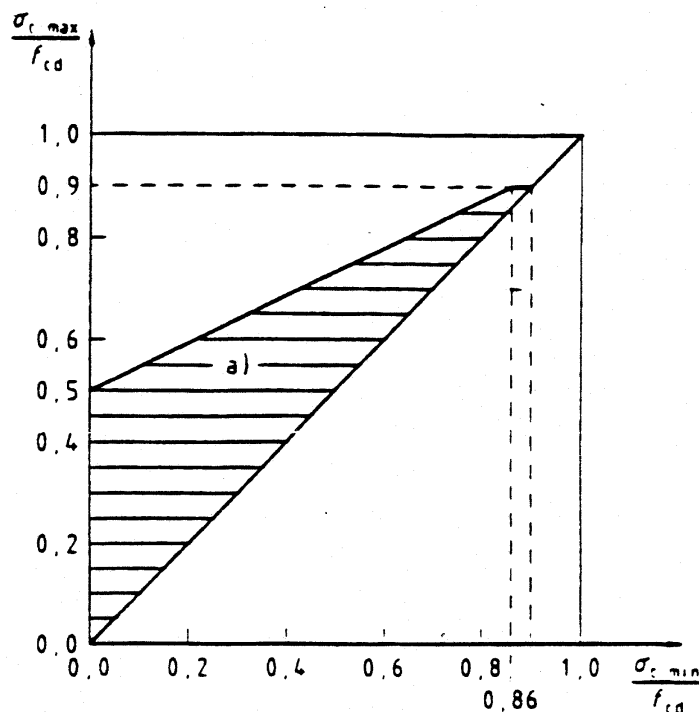


Figure 4.134 — Variation admissible de la contrainte du béton comprimé selon l'équation (4.188) en l'absence d'une vérification explicite à la fatigue

(102) L'équation (4.188) et la Figure (4.134) s'appliquent également aux bielles comprimées des éléments soumis à l'effort tranchant. Dans ce cas il convient d'affecter la résistance de calcul  $f_{cd}$  du coefficient réducteur  $\nu$  donné par l'équation (4.21) de l'ENV 1992-1-1.

(102) I. Les bielles comprimées des éléments soumis à l'effort tranchant sont dispensées de vérification vis-à-vis de la fatigue.

(103) Dans les éléments ne comportant pas d'armatures d'effort tranchant, la résistance du béton à la fatigue sous effort tranchant peut être présumée suffisante si l'une ou l'autre des équations (4.189) et (4.190), illustrées graphiquement par la Figure 4.135, est satisfaite. Dans le cas contraire, une vérification plus élaborée de la fatigue peut être nécessaire.

pour :

$$\frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}} \geq 0 : \left| \frac{\tau_{\max}}{\tau_{Rd1}} \right| \leq 0,5 + 0,45 \cdot \left| \frac{\tau_{\min}}{\tau_{Rd1}} \right| \leq 0,9 \quad \dots (4.189)$$

pour :

$$\frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}} < 0 : \left| \frac{\tau_{\max}}{\tau_{Rd1}} \right| \leq 0,5 - \left| \frac{\tau_{\min}}{\tau_{Rd1}} \right| \quad \dots (4.190)$$

avec :

$\tau_{\max}$  la contrainte de cisaillement conventionnelle maximale sous combinaisons fréquentes d'actions.

$\tau_{\min}$  la contrainte de cisaillement conventionnelle minimale sous combinaisons fréquentes d'actions à la section où  $\tau_{\max}$  apparaît.

$\tau_{Rd1} = \frac{V_{Rd1}}{b_w \cdot d}$  la résistance de calcul au cisaillement  $V_{Rd1}$  étant déterminée par l'équation (4.18) de l'ENV 1992-1-1.

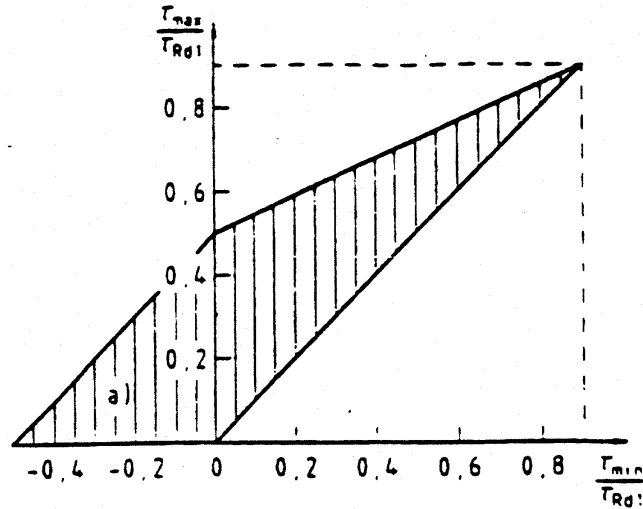


Figure 4.135 — Variation admissible de contrainte de cisaillement pour les éléments ne comportant pas d'armatures d'effort tranchant, selon les équations (4.189) et (4.190)

(104) Dans le cas du poinçonnement, il convient que les contraintes de cisaillement de calcul maximales et minimales satisfassent aux équations (4.189) et (4.190).

Pour la détermination des contraintes de cisaillement de calcul, l'article 4.3.4.2 de l'ENV 1992-1-1 s'applique, c'est-à-dire :

$$\tau = \frac{V_{Sd}}{d} \text{ et } \tau_{Rd1} = \frac{V_{Rd1}}{d}$$

(104) I. Cette vérification est inutile.

#### 4.3.7.5 Vérification à la fatigue de l'acier pour béton armé et de l'acier pour béton précontraint

C. Pour les tabliers des ponts en béton armé, le risque de fatigue des armatures concerne particulièrement les parties d'ouvrage ou les armatures pour lesquelles le rapport des sollicitations variables aux sollicitations permanentes est le plus élevé, notamment les zones de renversement des efforts et certaines armatures transversales (les contraintes permanentes y étant voisines de 0 ou négatives) et les petits éléments structuraux (la plus grande partie des sollicitations étant due à l'application directe des essieux).

(101) La résistance à la fatigue des aciers pour béton armé non soudés soumis à la traction peut être présumée suffisante si, sous combinaisons fréquentes d'actions, l'étendue de variation de contrainte  $\Delta\sigma_s$ , n'excède pas  $[70] \text{ N/mm}^2$ .

(101) A. La limite indiquée de  $70 \text{ N/mm}^2$  est portée à  $150 \text{ N/mm}^2$ .

(102) La résistance à la fatigue des aciers pour béton armé ou précontraint ainsi que des coupleurs peut être présumée suffisante lorsque l'expression suivante est vérifiée :

$$\gamma_F \cdot \gamma_{Sd} \cdot \Delta\sigma_{s, \text{equ}} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s, \text{fat}}} \quad \dots (4.191)$$

avec :

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  l'étendue de contrainte sous  $N^*$  cycles déduite des courbes S-N correspondantes des paragraphes 4.3.7.7 ou 4.3.7.8 de cette Partie 2.

$\Delta\sigma_{s, \text{equ}}$  l'étendue équivalente de contrainte définie comme l'étendue constante de contrainte qui, appliquée avec  $N^*$  cycles, entraînerait le même endommagement que le spectre des étendues de contrainte résultant des charges de trafic.



(103) Pour les tabliers des ponts-routes ou des ponts-rails, l'étendue équivalente de contrainte  $\Delta\sigma_{s,eq}$  peut être calculée suivant la procédure indiquée à l'Annexe 106.

(104) Pour les cas non traités par l'Annexe 106, il convient de vérifier que le taux d'endommagement de fatigue  $D_{Sd}$  de l'acier résultant des charges de trafic satisfait à la condition suivante :

$$D_{Sd} \leq 1 \quad \dots (4.192)$$

Le calcul du taux d'endommagement à la fatigue  $D_{Sd}$  est à effectuer conformément à la règle de Palmgren-Miner. Les lignes S-N correspondant à l'acier doivent être déduites des paragraphes 4.3.7.7 ou 4.3.7.8 de cette partie 2, affectées du coefficient réducteur  $\gamma_{s,fat}$ .

(105) Pour la vérification à la fatigue conformément à (103) ci-dessus, il est loisible d'utiliser pour les charges de trafic les modèles de charges de fatigue 4 et 5 de l'ENV 1991-3 pour les ponts-routes.

(106) Les Règles d'Application (101) à (105) ci-dessus s'appliquent également aux armatures d'effort tranchant.

#### 4.3.7.6 Effets des différences de comportement de l'acier pour béton armé et de l'acier pour béton précontraint vis-à-vis de l'adhérence

P(101) L'effet de la différence de comportement vis-à-vis de l'adhérence entre aciers de béton armé et aciers de précontrainte doit être pris en compte dans le calcul des contraintes de l'acier pour béton armé.

(102) L'effet de cette différence de comportement peut être pris en compte en majorant la contrainte conventionnelle de l'acier pour béton armé par application du coefficient :

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + \xi_1 \cdot A_p} \quad \dots (4.193)$$

avec :

$\xi_1$  le rapport corrigé des résistances d'adhérence au sens du sous-article 4.4.2.3 de cette Partie 2.

(103) Sauf si la méthode indiquée en (102) ci-dessus est appliquée, il convient de calculer la contrainte conventionnelle de l'acier suivant 4.3.7.3 (102) et (103), en appliquant un coefficient de réduction  $\xi_1$  au module d'élasticité de l'acier de précontrainte.

(104) Pour la vérification dans les cas où des armatures de précontrainte courbes sont utilisées, il convient d'attribuer à  $\xi_1$  la valeur 1,0.

#### 4.3.7.7 Résistance à la fatigue de l'acier pour béton précontraint

(101) Les paramètres de résistance à la fatigue de l'acier de précontrainte sont donnés par le Tableau 4.116 (voir aussi la Figure 4.136).

Tableau 4.116 — Paramètres pour les courbes S — N de l'acier de précontrainte

| Courbe S-N de l'acier de précontrainte utilisé pour      | N*              | Exposant de la contrainte |                | $\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] avec N = |                   |
|--|-----------------|---------------------------|----------------|--|-------------------|
|  |                 | k <sub>1</sub>            | k <sub>2</sub> | N*   | 2.10 <sup>6</sup> |
| Précontrainte par prétension :                           | 10 <sup>6</sup> | 5                         | 9              | 185  | 170               |
| Précontrainte par post-tension :                         |                 |                           |                |  |                   |
| — monotrons sous gaine plastique ;                       | 10 <sup>6</sup> | 5                         | 9              | 185  | 170               |
| — câbles courbes sous gaine plastique et câbles droits ; | 10 <sup>6</sup> | 5                         | 9              | 160  | 145               |
| — câbles courbes sous gaine d'acier ;                    | 10 <sup>6</sup> | 3                         | 7              | 120  | 110               |
| — coupleurs <sup>a)</sup> .                              | 10 <sup>6</sup> | 3                         | 5              | 80   | 70                |

a) À défaut d'autres courbes S — N justifiées par résultats d'essais.

(102) Il n'est pas nécessaire de vérifier le comportement à la fatigue des câbles non adhérents intérieurs ou extérieurs.

(103) Les courbes S — N correspondant à la Figure 4.136 suivent généralement l'équation  $(\Delta\sigma_{Rsk})^m$ .  $N = \text{constante}$  pour  $N < N^*$  et pour  $N > N^*$  avec les exposants correspondants  $m = k_1$  et  $m = k_2$ .

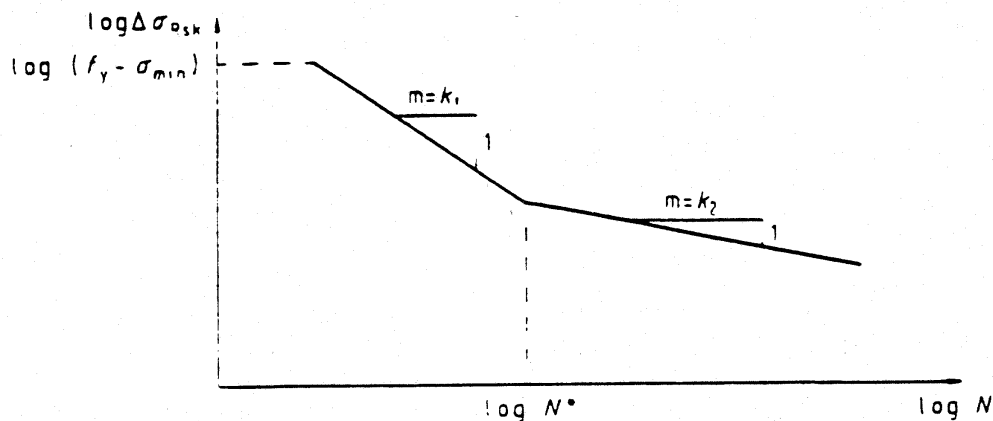


Figure 4.136 — Allure des courbes caractéristiques de résistance à la fatigue (courbes S — N) de l'acier de précontrainte

#### 4.3.7.8 Résistance à la fatigue de l'acier pour béton armé

(101) Les paramètres de la résistance à la fatigue de l'acier pour béton armé sont donnés par le Tableau 4.117.

Tableau 4.117 — Paramètres des courbes S — N pour l'acier pour béton armé

| Type d'armatures  | N*              | Exposant de contrainte |                | $\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm <sup>2</sup> ] pour N = |                   |
|---|-----------------|------------------------|----------------|--|-------------------|
|   |                 | k <sub>1</sub>         | k <sub>2</sub> | N*   | 2.10 <sup>6</sup> |
| Barres droites et courbes<br>Pour D > 25 φ<br>Pour D < 25 φ, voir a)  | 10 <sup>6</sup> | 5                      | 9              | 195  | 180               |
| Barres soudées comprenant des soudures bout à bout b)<br>Coupleurs b) | 10 <sup>7</sup> | 3                      | 5              | 60   | 100               |

φ = diamètre de la barre  
 D = diamètre du mandrin

a) Les valeurs de  $\Delta\sigma_{Rsk}$  sont celles de la barre droite appropriée. Pour une barre de diamètre φ présentant un rayon de courbure D > 25 φ, ces valeurs sont obtenues en multipliant les valeurs relatives aux barres droites par un coefficient de réduction  $\xi = 0,35 + 0,026 \cdot D / \phi$ .  
 Pour les étriers, ξ prend la valeur 0,9.

b) À défaut de courbes S — N justifiées par des résultats d'essais.

(102) Une attention spéciale sera portée aux effets de la fatigue dans un environnement agressif tel que défini par les classes d'exposition 4 et 5 du Tableau 4.1 de l'ENV 1992-1-1.

(102) A. Le présent alinéa est à considérer comme un simple commentaire.

## 4.4 États-limites de service

### 4.4.0 Généralités

A. Remplacement de 4.4.0.1 de l'ENV 1992-1-1 par :

#### 4.4.0.1 **Notations** (se reporter également aux articles 1-6 et 1-7)

|                 |   |
|-----------------|---|
| $F_{cr}$        | Effort de traction dans la membrure tendue avant fissuration                  |
| D               | Hauteur utile   |
| H               | Hauteur totale  |
| eff $p_p$       | Pourcentage corrigé d'armatures   |
| eff $p_{tot}$   | Pourcentage total d'armatures   |
| $\sigma_s$      | Contrainte des armatures tendues, calculée sur la base d'une section fissurée |
| $\sigma_s^{II}$ | Contrainte des armatures tendues dans l'hypothèse d'une adhérence totale      |
| $\xi_1$         | Rapport corrigé de résistances d'adhérence                                    |

#### 4.4.0.2 **Domaine d'application**

Remplacement de ce paragraphe par :

P(101) Cet article couvre les états-limites de service courants :

- limitation des contraintes (voir 4.4.1) ;
- décompression et fissuration (voir 4.4.2) ;
- déformations (voir 4.4.3) ;
- vibrations (voir 4.4.4).

D'autres états-limites (tels que l'étanchéité à la pénétration des fluides) peuvent être déterminants dans des structures particulières ; ils ne sont pas couverts par le présent code.

Addition après 4.4.0.2 :

#### 4.4.0.3 **Classification des critères de justification**

P(101) Le pont, ou ses diverses parties, doivent être rangés dans une des classes d'environnement définies par le Tableau 4.1 de l'ENV 1992-1-1.

P (101) C. Les ponts relèvent généralement des classes d'environnement 2b à 4. Les classes d'environnement peuvent être différentes pour les différentes parties d'un même ouvrage. Pour les parties d'ouvrage relevant de la classe 5, le choix des propriétés du béton, des enrobages et des catégories de justification peut ne pas être suffisant pour assurer la durabilité requise. Il peut alors être nécessaire d'envisager des barrières d'étanchéité, empêchant tout contact direct du béton ou des armatures avec le milieu agressif.

(102) Pour satisfaire les exigences de performance, les critères de justification du pont ou de ses diverses parties peuvent être classés en catégories de justification décrites dans le Tableau 4.118. Il convient de choisir la catégorie appropriée en accord avec le Maître d'Ouvrage. Le Tableau 4.118 s'applique aux phases de construction et aux situations durables.

(102) C. Une même partie d'ouvrage peut être l'objet de différentes catégories de justification. Il en est ainsi selon que l'on s'intéresse à la flexion longitudinale, à la flexion transversale ou à la flexion locale d'un tablier de pont.

Les justifications effectuées dans une catégorie valent pour les catégories suivantes.

Les catégories A, B et C s'apparentent aux classes I, II et III du BPEL 91, mais la correspondance n'est pas parfaite.

Les principes suivants peuvent être adoptés pour le choix de la catégorie de justification.

Tabliers de ponts en situation d'exploitation — Flexion longitudinale.

- la catégorie A s'applique aux tabliers constitués de voussoirs préfabriqués lorsque les armatures passives ne traversent pas les joints. Elle peut également être retenue pour certains ouvrages ferroviaires ;
- les autres types de tabliers en béton précontraint peuvent être classés en catégorie B ou en catégorie C, le choix de la catégorie devant tenir compte de considérations techniques et économiques, de la classe d'exposition et de la vulnérabilité de l'ouvrage aux agents agressifs ;
- on peut ainsi en général, placer en catégorie B les tabliers en caisson construits par encorbellements successifs ou les tabliers poussés et en catégorie C les tabliers à poutres préfabriquées à travées indépendantes, les ponts-dalles et les tabliers de ponts à haubans ;
- les tabliers partiellement précontraints peuvent relever de la catégorie D. Il est recommandé de mettre en œuvre une quantité de précontrainte suffisante pour maintenir le béton comprimé au niveau des armatures de précontrainte sous combinaisons quasi permanentes ;
- les tabliers en béton armé relèvent normalement de la catégorie D. La justification en catégorie E peut être envisagée à titre expérimental, en liaison avec le SETRA.

Tabliers en construction — Flexion longitudinale.

Le Tableau 4.118 n'est pas applicable tel quel car les notions de combinaisons quasi permanente, fréquente et non fréquentes ne sont pas définies.

- pour les tabliers à voussoirs préfabriqués, l'état-limite de décompression ne doit pas être atteint en construction sous l'effet combiné des actions permanentes (poids propre, précontrainte), des charges de chantier, du gradient thermique, du vent et des tassements éventuels d'appui. La définition des actions et de leur combinaison dépend du type d'ouvrage et de sa méthode de construction. Des indications figurent dans l'ENV 1991 partie 2-6 ;
- les tabliers justifiés en catégorie A en situation d'exploitation peuvent relever pour la construction soit de l'alinéa précédent (voussoirs préfabriqués) soit de l'alinéa suivant (catégorie B en exploitation) ;
- pour les tabliers justifiés en catégorie B en exploitation, on vérifie en construction l'état-limite d'ouverture des fissures sous les combinaisons évoquées à l'alinéa précédent. On peut aussi vérifier l'état-limite de décompression sous l'effet des actions permanentes et des charges de chantier ;
- pour les tabliers relevant des catégories C et D en exploitation, on vérifie l'état-limite d'ouverture des fissures sous l'effet des actions permanentes et des charges de chantier ;

Tabliers — Flexion transversale et flexion locale.

- en l'absence de précontrainte transversale, la flexion transversale est justifiée en catégorie D ;
- s'il y a de la précontrainte transversale, on retient généralement la catégorie C ;
- pour les hourdis de ponts, lorsqu'il est possible de distinguer sollicitations générales et sollicitations locales (cf. 2.5 A2 ou 2.5.3.5 A), les justifications pourront être faites dans les conditions suivantes :
- les justifications vis-à-vis des sollicitations générales seront faites selon la catégorie retenue pour la flexion longitudinale et sans tenir compte des sollicitations locales ;
- les justifications vis-à-vis des sollicitations locales seront faites généralement en catégorie D. On pourra ne pas tenir compte des sollicitations générales si les contraintes normales qu'elles engendrent restent supérieures à  $-f_{ctm}$ .

Autres parties d'ouvrage :

- si la partie d'ouvrage comporte des armatures de précontrainte intérieures au béton dans la direction de vérification considérée, on adopte en général la catégorie C. Dans le cas particulier de pièces fonctionnant en traction simple, on applique les critères de la catégorie A ;
- les piles en béton armé sont justifiées en catégorie C, D ou E. Les arcs en béton armé sont de préférence en catégorie C. Les pylônes de ponts à câbles sont en catégorie C ;
- les autres parties d'ouvrages relèvent des catégories D ou E.

(103) Le Tableau 4.118 comprend des critères de justification à la décompression et de l'ouverture de fissure. Son utilisation exige la justification de ces deux critères.

**Tableau 4.118 — Classification des critères de justification**

| Catégorie | Combinaisons d'actions pour la justification |                           |
|-----------|--|---------------------------|
|           | à la décompression                           | de l'ouverture de fissure |
| A         | non fréquente                                | —                         |
| B         | fréquente                                    | non fréquente             |
| C         | quasi permanente                             | fréquente                 |
| D         | —  | fréquente                 |
| E         | —  | quasi permanente          |

#### 4.4.1 Valeurs limites des contraintes vis-à-vis des conditions de service

Remplacement de 4.4.1.1 de l'ENV 1992-1-1 par :

##### 4.4.1.1 Considérations de base

P(101) Pour éviter un fluage excessif et la formation de micro-fissures, la contrainte de compression doit être limitée sous charges de service.

(102) Pour le béton précontraint, il convient de limiter la contrainte de compression lors du transfert à la valeur  $[0,6] f_c(t)$ . Lorsque la contrainte de compression du béton dépasse  $[0,45] f_c(t)$ , il y a lieu de tenir compte d'un fluage non linéaire.  $f_c(t)$  désigne la valeur moyenne de la résistance du béton en compression au moment du transfert.

(102) A. Ces règles ne s'appliquent pas aux zones d'ancrage des armatures de précontrainte, où les limites de contraintes sont fixées par les documents d'agrément.

(103) Il convient de limiter à  $[0,6] f_c(t)$  la contrainte de compression du béton sous la combinaison non fréquente d'actions évaluée avec la valeur caractéristique de la précontrainte. Cette limite peut être dépassée lorsque la zone comprimée est frettée, par exemple, par des armatures transversales représentant plus de 1 % du volume de la zone comprimée.

Pour les éléments préfabriqués soumis à un système approprié de maîtrise de la qualité (voir par exemple le chapitre 7 de l'ENV 1992-1-1), la valeur  $[0,6] f_c(t)$  peut être dépassée de [10] % durant la construction s'il est prévu d'exercer un contrôle strict de la résistance et si les pertes de précontrainte sont l'objet d'un contrôle spécifique.

(103) C. La limitation de la 1<sup>re</sup> partie de l'alinéa s'applique également en construction.

P(104) La contrainte de l'acier doit être limitée de façon à éviter des déformations inélastiques.

(105) Il convient, sous combinaison non fréquente d'actions, de limiter la contrainte de traction des armatures passives à  $[0,8] f_{yk}$ .

(106) Il convient, sous combinaison quasi-permanente d'actions, de limiter la contrainte des armatures de précontrainte, toutes pertes déduites, à  $[0,65] f_{pk}$ .

(106) A. La limite n'est à respecter que si l'agrément du système de précontrainte le prévoit. Elle ne s'applique normalement qu'aux fils laminés.

##### 4.4.1.2 Méthodes de vérification des contraintes

Remplacement des Règles d'Application (2) et (3) par :

(102) En général, il convient de vérifier que les contraintes respectent les limites données en 4.4.1.1.

(103) Les effets à long terme peuvent être pris en compte en donnant au coefficient d'équivalence une valeur comprise entre 10 et 15, en fonction du rapport des actions permanentes aux actions variables.

(103) A. Dans les cas courants, et en l'absence de spécification contraire du marché, on pourra adopter un coefficient d'équivalence égal à 10.

Addition après la Règle d'Application (8) :

(109) Pour la vérification de l'ouverture de fissure et des contraintes, il convient d'utiliser les largeurs participantes données en 2.5.2.2 de cette Partie 2.

(109) A. Pour la vérification des contraintes en section non fissurée, il est loisible d'utiliser la largeur totale réelle des membrures. Il en est de même pour l'évaluation des aires minimales d'armatures en application du 4.4.2.2. de la présente ENV.

## 4.4.2 États-limites de décompression et de fissuration

### 4.4.2.1 Considérations générales

Remplacement des Règles d'Application (6) à (8) et du Principe P(9) par :

(106) Pour un dimensionnement relevant des catégories A, B et C du Tableau 4.118, l'état-limite de décompression ne tolère aucune contrainte de traction dans le béton sous les combinaisons d'actions correspondantes.

(107) Pour la justification de l'ouverture de fissure, les conditions à satisfaire données par les Tableaux 4.120 et 4.121 ci-après ont été établies pour les ouvertures de calcul des fissures suivantes :

- 0,2 mm pour le béton précontraint ;
- 0,3 mm pour le béton armé.

(107) C. L'ouverture de calcul des fissures est une valeur conventionnelle qui peut différer, et qui diffère des ouvertures effectives.

(108) Dans les situations de projet où l'ouverture de calcul des fissures diffère des valeurs données en (107), le diamètre maximal de barre permettant de limiter l'ouverture de fissure peut être déterminé par l'équation (4.200) de 4.4.2.3 (106).

(109) Pour la justification de l'ouverture de calcul des fissures, les éléments à précontrainte extérieure sans armatures de précontrainte intérieures peuvent relever des règles du béton armé.

Remplacement des 4.4.2.2, 4.4.2.3 et 4.4.2.4 de l'ENV 1992-1-1 par :

### 4.4.2.2 Sections minimales d'armatures

#### 4.4.2.2.1 Généralités

P(101) Pour des raisons de durabilité et d'aspect du béton, une section minimale d'armatures doit être disposée dans les structures afin de prévenir la formation de fissures isolées largement ouvertes sous l'effet de déformations imposées non prises en compte dans le calcul, ou d'auto-contraintes ou d'écarts imprévus de la force de précontrainte.

(102) Le Principe P(101) ci-dessus conduit à disposer une section minimale d'armatures au voisinage des fibres extrêmes de la section. Il est loisible de tenir compte de ces armatures dans toutes justifications vis-à-vis des états-limites ultimes ou de service.

(102) A. Tout ou partie doit être disposée sous forme d'armatures de peau, de manière à satisfaire aux conditions du chapitre 5.

(103) Il convient d'espacer au maximum de [200 mm] les barres constituant le ferrailage minimal.

(103) I. Il convient d'espacer au maximum de 250 mm les barres constituant le ferrailage minimal.

#### 4.4.2.2.2 Zones de ferrailage minimal

(101) Il convient de disposer le ferrailage minimal défini par l'équation (4.194) dans les zones où, sous combinaison non fréquente d'actions, la contrainte exercée sur le béton est une compression inférieure à  $1 \text{ N/mm}^2$  ou une traction.

#### 4.4.2.2.3 Aires minimales des sections d'acier

(101) Le taux de ferrailage minimal peut être calculé par l'expression donnée ci-dessous. Pour les poutres en caisson ou en T, il convient de calculer le taux de ferrailage minimal séparément pour les âmes et pour les membrures.

$$\rho_s + \xi_1 \cdot \rho_p = \frac{0,8 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s} \quad \dots (4.194)$$

où :

$\rho_s$  est le rapport de l'aire d'acier passif à l'aire de la zone tendue de la partie considérée de la section :  
 $\rho_s = A_s / A_{ct}$ .

$\rho_p$  est le rapport de l'aire d'acier de précontrainte disposée à moins de 300 mm de l'armature passive dans la zone tendue, à l'aire de la zone tendue de la partie considérée de la section :  $\rho_p = A_p / A_{ct}$ .

$f_{ctm}$  est la résistance du béton à la traction ; au droit des joints entre voussoirs préfabriqués il convient de prendre  $f_{ctm}$  égale à 0.

$A_{ct}$  est l'aire de la zone de béton tendue immédiatement avant fissuration de la section transversale, âme ou membrure selon le cas.

$\sigma_s$  est la contrainte de l'acier du ferrailage minimal suivant le Tableau 4.120.  $\sigma_s$  peut être majorée par le coefficient  $\eta = \sqrt{f_{ctm}^* / f_{ctm}}$  avec  $f_{ctm}^* = 2,5 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ctm}$ , étant la résistance réelle du béton à la traction,  $\sigma_s$  ne devant pas excéder la valeur  $k \cdot f_{yk}$ .

$\xi_1$  est le rapport corrigé des résistances d'adhérence selon 4.4.2.3.

$k$  est un coefficient tenant compte de l'effet relaxant de la formation de fissures secondaires :

- $k = 1,0$  pour les âmes de hauteur  $\leq 0,30 \text{ m}$   
ou pour les membrures de largeur  $< 0,30 \text{ m}$ .
- $k = 0,65$  pour les âmes de hauteur  $\geq 0,80 \text{ m}$   
ou pour les membrures de largeur  $> 0,80 \text{ m}$
- des valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation.

$k_c$  est un coefficient tenant compte de la nature de la distribution des contraintes dans la section immédiatement avant fissuration, ainsi que du bras de levier dans l'état fissuré.

- pour la traction pure,  $k_c = 1,0$  ;
- pour les sections rectangulaires et les âmes des poutres-caissons et des poutres en T :

$$k_c = 0,4 \left( 1 + \frac{N_{sd}}{k_1 \cdot b \cdot h \cdot h^* \cdot f_{ctm}} \right) \quad \dots (4.195)$$

avec :

$h^* = h$  pour  $h < 1,0 \text{ m}$  ;

$h^* = 1,0 \text{ m}$  pour  $h \geq 1,0 \text{ m}$  ;

- pour les membrures des poutres-caissons ou en T.

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ctm}} \geq 0,5 \quad \dots (4.196)$$

$N_{sd}$  est l'effort normal (négatif pour une compression) à l'état-limite de service agissant sur la partie de section considérée ; il convient de déterminer  $N_{sd}$  sous combinaison quasi permanente d'actions en considérant les valeurs caractéristiques de la précontrainte et des efforts normaux.

$k_1$  est un coefficient tenant compte des effets des efforts normaux sur la distribution des contraintes.

$k_1 = 1,5$  si  $N_{sd}$  est une compression ;

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h} \quad \text{si } N_{Sd} \text{ est une traction.}$$

$F_{cr}$  est la force de traction dans la membrure immédiatement avant fissuration, sous l'effet du moment de fissuration calculé avec la valeur  $f_{ctm}$ .

(101) C. Pour le calcul de  $k$ , les sections rectangulaires suivent les mêmes règles que les âmes, (car elles ont même allure de distribution des contraintes).

(102) Pour les dalles d'épaisseur variable, le ferrailage minimal correspondant à l'épaisseur moyenne peut être réparti uniformément. Pour les membrures tendues des poutres en T ou en caisson, il convient que le ferrailage minimal se réfère à l'épaisseur appropriée.

#### 4.4.2.3 Maîtrise de la fissuration

(101) Le ferrailage minimal défini par l'équation 4.194 est suffisant pour assurer la maîtrise de l'ouverture de fissure suivant 4.4.2.1 (107) si, sous la combinaison d'actions considérée pour cette justification (Tableau 4.118), la contrainte du béton sur la fibre extrême de la section ne dépasse pas la valeur moyenne de la résistance du béton à la traction ( $\sigma_c \leq f_{ctm}$ ).

(102) Si, au contraire, la contrainte du béton sur la fibre extrême de la section soumise à la combinaison d'actions considérée pour la maîtrise de l'ouverture de fissure (Tableau 4.118) dépasse la valeur moyenne de la résistance du béton à la traction ( $\sigma_c > f_{ctm}$ ), il convient en outre d'appliquer l'une des méthodes suivantes.

(103) En ce cas (102), l'ouverture de fissure est réputée convenablement maîtrisée si le diamètre des barres utilisées ne dépasse pas les valeurs données au Tableau 4.120 ou si l'espacement maximal des barres ne dépasse pas les valeurs limites du Tableau 4.121.

Dans ces Tableaux,  $\sigma_s$  est la contrainte des aciers de béton armé ; dans le cas d'aciers de précontrainte seuls,  $\sigma_s$  est remplacée par  $\Delta\sigma_p$ .

Pour l'utilisation des Tableaux 4.120 et 4.121, il convient de calculer la contrainte des aciers sous la combinaison d'actions correspondante au moyen des deux équations (4.198) et (4.199)

(104) Pour les sections rectangulaires ou âmes de poutres en T et de poutres-caissons, le diamètre maximal de barre  $\phi_s^*$  donné par le Tableau 4.120 peut être modifié de la façon suivante :

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{h_{cr}}{10 \cdot (h - d)} \geq \phi_s^* \quad \dots (4.197)$$

où :

$\phi_s$  est le diamètre de barre maximal ajusté ;

$\phi_s^*$  est le diamètre maximal de barre suivant le Tableau 4.120 ;

$h_{cr}$  est la hauteur de la zone tendue immédiatement avant fissuration compte tenu de la valeur caractéristique de la précontrainte et des efforts normaux sous combinaison quasi-permanente d'actions ;

$h$  est la hauteur totale de la section ;

$d$  est la hauteur utile de la section comptée à partir du centre de gravité du lit extérieur d'armatures.

(105) Pour la maîtrise de l'ouverture de fissure, le calcul des contraintes dans les aciers peut tenir compte de la différence de comportement d'adhérence de l'acier de béton armé et de l'acier de précontrainte :

$$\sigma_s = \sigma_s^{\parallel} + 0,4 \cdot f_{ctm} \cdot \left( \frac{1}{\text{eff}\rho_p} - \frac{1}{\text{eff}\rho_{tot}} \right) \quad \dots (4.198)$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_s^{\parallel} - 0,4 \cdot f_{ctm} \cdot \left( \frac{1}{\text{eff}\rho_{tot}} - \frac{\xi_1^2}{\text{eff}\rho_p} \right) \quad \dots (4.199)$$



(106) Le diamètre maximal de barre nécessaire à la maîtrise de l'ouverture de fissure  $w_k$  peut se calculer comme suit :

$$\phi_s = \frac{3,6 \cdot w_k \cdot \text{eff}\rho_p \cdot E_s}{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ctm}}{\text{eff}\rho_p} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff}\rho_p)} \quad \dots (4.200)$$

avec les notations suivantes pour les équations (4.198) à (4.200) :

$$\text{eff}\rho_p = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,\text{eff}}} \quad \dots (4.201)$$

$$\text{eff}\rho_{\text{tot}} = \frac{A_s + A_p}{A_{c,\text{eff}}} \quad \dots (4.202)$$

$\alpha_e$  est le rapport des modules d'élasticité ( $\alpha_e = E_s / E_{cm}$ ) ;

$\sigma_s^{\parallel}$  est la contrainte dans les aciers de béton armé ou bien de béton précontraint calculée à l'état fissuré en considérant une adhérence totale sous la combinaison d'actions correspondante ;

$A_{c,\text{eff}}$  est l'aire utile du béton considérée pour la maîtrise de l'ouverture de fissure.

$$A_{c,\text{eff}} = 2,5 \cdot b \cdot (h - d) \leq \frac{F_{cr}}{f_{ctm}} \quad \dots (4.203)$$

$b$  est la largeur de la section au voisinage de  $A_s$  et de  $A_p$

$F_{cr}$  est la force de traction dans la zone tendue immédiatement avant fissuration sous moment de fissuration calculé avec  $f_{ctm}$  en considérant les valeurs caractéristiques de la précontrainte et des efforts normaux sous combinaison quasi-permanente d'actions

$A_s$  est la section d'armatures de béton armé dans la section utile  $A_{c,\text{eff}}$

$A_p$  est la section des armatures de précontrainte par prétension ou post-tension dans la section utile  $A_{c,\text{eff}}$

$\xi_1$  est le rapport corrigé des résistances d'adhérence tenant compte de la différence de diamètre entre aciers de précontrainte et aciers de béton armé ; il peut se calculer comme suit :

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad \dots (4.204)$$

Si seuls des aciers de précontrainte sont utilisés pour la maîtrise de l'ouverture de fissure,  $\xi_1 = 1,0$  ;

$\phi_s$  est le plus grand diamètre des armatures de béton armé ;

$\phi_p$  est le diamètre équivalent des aciers de précontrainte ;

$\phi_p = 1,6 \cdot \sqrt{A_p}$  • pour les armatures de précontrainte comportant plusieurs torons ou fils ;

•  $\phi_p = 1,75 \phi_{\text{wire}}$  pour les mono-torons de 7 fils ;

•  $\phi_p = 1,20 \phi_{\text{wire}}$  pour les mono-torons de 3 fils ;

(NdT  $\phi_{\text{wire}}$  désigne le diamètre du fil) ;

$\xi$  est le rapport de la résistance d'adhérence des aciers de précontrainte à celle des aciers à haute adhérence pour béton armé. À défaut de données appropriées,  $\xi$  est donné par le Tableau 4.119.

**Tableau 4.119 — Rapport conventionnel  $\xi$  de la contrainte moyenne d'adhérence des aciers de précontrainte à celle des aciers à haute adhérence pour béton armé pour la maîtrise de la fissuration**

| Type d'armature                   | Prétension | Post-tension |
|-----------------------------------|------------|--------------|
| Acier de précontrainte lisse      | —          | 0,4          |
| Torons à 7 fils                   | 0,6        | 0,5          |
| Fils de précontrainte nervurés    | 0,8        | 0,7          |
| Barres de précontrainte nervurées | 1,0        | 0,8          |

C Nota : En post-tension, ces valeurs supposent l'utilisation de gaines courantes (par exemple, feuillard nervuré) présentant une adhérence de forme à l'exclusion de gaines plastiques lisses.

**Tableau 4.120 — Diamètres maximaux  $\phi_s^*$  des barres à haute adhérence**

| Contrainte de l'acier $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | Diamètre maximal de barre $\phi_s^*$ (mm) |                                |
|---|---|--------------------------------|
|   | Sections de béton armé                    | Sections de béton précontraint |
| 120   | —   | 40                             |
| 140   | 40  | 32                             |
| 160   | 32  | 25                             |
| 200   | 25  | 16                             |
| 240   | 20  | 12                             |
| 280   | 16  | 8                              |
| 320   | 12  | 6                              |
| 360   | 10  | 5                              |
| 400   | 8   | 4                              |
| 450   | 6   |                                |

Si seuls des aciers de précontrainte sont utilisés pour la maîtrise de l'ouverture de fissure, il convient de multiplier les valeurs de  $\phi_s^*$  données au Tableau 4.120 par le rapport  $\xi$  du Tableau 4.119.

**Tableau 4.121 — Espacement maximal des barres à haute adhérence**

| Contrainte de l'acier $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | Espacement maximal des barres (mm)    |  |  |
|---|---------------------------------------|--|--|
|   | Flexion pure (sections de béton armé) | Traction pure (sections de béton armé) | Sections de béton précontraint (flexion) |
| 160   | 300                                   | 200                                    | 200                                      |
| 200   | 250                                   | 150                                    | 150                                      |
| 240   | 200                                   | 125                                    | 100                                      |
| 280   | 150                                   | 75                                     | 50                                       |
| 320   | 100                                   | —                                      | —  |
| 360   | 50                                    | —                                      | —  |

Si seuls des aciers de précontrainte sont utilisés pour la maîtrise de l'ouverture de fissure, il convient de multiplier les valeurs de l'espacement des barres du Tableau 4.121 par 0,5.

#### 4.4.3 États-limites de déformation

Remplacement de ce paragraphe de l'ENV 1992-1-1 par :

##### 4.4.3.1 Considérations de base

P(101) La déformation d'une structure ou d'un élément de structure ne doit affecter de manière défavorable ni son bon fonctionnement ni son aspect.

P(102) Pour les ponts-rails, l'article G3 de l'ENV 1991-3 est applicable. Pour les autres ponts, les valeurs limites des déformations sous trafic sont définies par les combinaisons d'actions correspondantes et, s'il y a lieu, en accord avec le Maître d'Ouvrage.

P(103) Les déformations ne doivent pas excéder les valeurs que peuvent supporter les assemblages, les joints et les appareils d'appui.

P(104) Les déformations en cours de construction doivent être maîtrisées, de telle sorte que :

- le béton ne soit pas endommagé durant sa mise en place et sa prise ;
- un profil en long régulier soit assuré ;
- la géométrie désirée à long terme soit obtenue.

(105) Afin de prévenir la fissuration du béton durant sa mise en œuvre, il convient de limiter la flèche de l'échafaudage ou du cintre à :

$$\frac{L + 40}{2\ 000} \quad \dots (4.205)$$

où :

L est la portée utile en mètres.

Cette limite peut être portée à L/300, si la maîtrise de la fissuration est assurée durant la mise en œuvre du béton.

(106) Pour la détermination des déformations d'une structure par le calcul, il convient de considérer la combinaison quasi permanente d'actions, de prendre en compte les propriétés des matériaux avec leurs valeurs moyennes et de tenir compte des effets du fluage, du retrait et de la fissuration.

(107) En l'absence de données plus précises, pour le calcul des déformations en cours d'exécution il convient de considérer la combinaison caractéristique d'actions évaluée avec la valeur moyenne de la précontrainte.

##### 4.4.3.2 Vérification des flèches par le calcul

P(101) Les flèches doivent être calculées avec le module d'élasticité du béton mis en place dans l'ouvrage.

(102) Les effets du fluage peuvent être calculés en utilisant le modèle visco-linéaire défini par la Règle 2.5.5.1 (5) et à l'aide de l'équation 2.21 de l'ENV 1992-1-1,  $E_c(t_0)$  étant défini par :

$$E_c(t_0) = \beta_E(t_0) \cdot E_{c28} \quad \dots (4.206)$$

où :

$$\beta_E(t_0) = \sqrt{\beta_{cc}(t_0)} \quad \dots (4.207)$$

$$\beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t_0/t_1}} \right] \right\} \quad \dots (4.208)$$

s = 0,2 pour les ciments à haute résistance et à durcissement rapide ;

s = 0,25 pour les ciments normaux à durcissement rapide ;

s = 0,38 pour les ciments à durcissement lent ;

$t_1$  est l'âge de référence :  $t_1 = 1$  jour ;

$t_0$  est l'âge du béton lors de la mise en charge (en jours).

P(103) La méthode de calcul adoptée doit représenter le comportement réel de la structure sous les actions considérées avec une précision correspondant à l'objectif du calcul.

(104) Les structures classées dans les catégories A, B ou C du Tableau 4.118 peuvent être considérées comme non fissurées pour le calcul des déformations. Les autres structures peuvent être considérées comme fissurées.

#### **4.4.3.3 Autres composantes des déplacements**

(101) Pour la détermination des rotations et des déplacements horizontaux il convient d'adopter les valeurs moyennes des propriétés des matériaux et, s'il y a lieu, de considérer l'état fissuré.

Pour les combinaisons d'actions correspondantes et le format de vérification, se référer à l'EN 1337-1 : Appareils d'appuis structuraux.

Nouveau paragraphe après 4.4.3.3 :

#### **4.4.4 État-limite de vibration**

##### **4.4.4.1 Considérations générales**

P(101) Sous les effets dynamiques des charges routières, ferroviaires, de piétons, de cyclistes ou de vent, un pont doit satisfaire des critères d'état-limite de service assurant le confort des usagers.

(102) Les effets dynamiques du vent ne sont pas couverts par ce paragraphe ; il convient néanmoins d'en tenir compte pour des ouvrages tels que les ponts à haubans.

(103) Outre les effets dynamiques du trafic et du vent sur l'ensemble du pont, il convient de considérer les effets locaux sur des éléments élancés tels que des encorbellements latéraux de grande largeur.

##### **4.4.4.2 Ponts-routes**

(101) Les effets dynamiques dus aux charges normalisées de trafic sur les ponts-routes de type courant sont réputés couverts, aux états-limites ultimes et de service, par le coefficient de majoration dynamique déjà inclus dans les valeurs caractéristiques des charges de trafic.

##### **4.4.4.3 Ponts-rails**

(101) Les effets dynamiques des charges normalisées de trafic ferroviaire sont donnés par l'ENV 1991-3.

##### **4.4.4.4 Passerelles pour piétons et cyclistes**

###### **4.4.4.4.1 Critère de dimensionnement**

4.4.4.4.1 C. Les règles définies dans le présent article ne sont pas liées au mode de construction. Postérieurement à leur publication des règles comparables mais présentant par rapport à elles d'importantes différences de consistance et numériques ont été publiées dans l'EC5.2. Au moment de l'établissement du présent DAN, des justifications détaillées ont été fournies à l'appui des règles de l'EC5.2, alors qu'aucune justification directe ni réponse aux justifications de l'EC5.2 n'ont été reçues à l'appui de l'EC2.2. Dans l'attente de futures informations, les invalidations, amendements et commentaires qui suivent ont un caractère provisoire.

Par ailleurs, l'attention est attirée sur le fait que d'importantes vibrations sont susceptibles de se produire pour certaines passerelles dans certaines situations de projet occasionnelles (transitoires ou accidentelles), par exemple en cas de passage d'une course à pied ou en présence d'une foule lors d'événements sportifs ou chorégraphiques. Il peut y avoir lieu d'examiner avec le Maître d'Ouvrage si de telles situations peuvent ou non être considérées comme exclues ou sont à prendre en compte en sus des vérifications prescrites dans le présent article.

P(101) Le dimensionnement d'une passerelle pour piétons et cyclistes doit relever de critères assurant le confort de l'utilisateur.

(101) C. Les règles données dans le présent article se réfèrent directement ou indirectement à l'accélération résultant d'une résonance entre les vibrations de la passerelle et l'excitation causée par la marche.

Il peut être admis, en général, que ce critère couvre aussi, indirectement, les vérifications qui pourraient être faites vis-à-vis des états-limites ultimes dans les mêmes conditions de chargement.

(102) On peut admettre que le confort de l'utilisateur est assuré si l'accélération verticale maximale de toute partie du tablier n'excède pas  $0,5\sqrt{f_0}$  (en mètre par seconde carré),  $f_0$  désignant la fréquence propre fondamentale de la passerelle toutes charges permanentes prises en compte, charges de piétons exclues.

Il convient d'éviter les fréquences propres fondamentales comprises entre 1,6 et 2,4 Hz et, si spécifié, entre 2,5 et 4,5 Hz. Pour toute fréquence propre fondamentale  $f_0$  supérieure à 5 Hz, on peut admettre que l'état-limite de vibration est automatiquement satisfait.

(102) A. Une justification doit être fournie :

- si  $f_0$  est compris entre 0 et 2,4 Hz ;
- et, si spécifié dans les documents particuliers du marché, si  $f_0$  est compris entre 2,4 et 5 Hz.

(102) C. Pour les passerelles en béton ce n'est qu'en cas de disposition ou dimension exceptionnelle que des vibrations horizontales seraient à considérer. On trouvera en ce cas dans l'ENV 1995.2 DAN des informations sur les excitations correspondantes. En revanche, la possibilité de vibrations de torsion ou de vibrations couplées verticales et de torsion peut devoir être considérée pour les passerelles courbes, ou rectilignes à ferme principale unique. Elle sera prise en compte en excentrant jusqu'à 0,5 m du garde corps la force excitatrice (voir 4.4.4.4.3 ci-après). Le critère d'exigence sera en ce cas à fixer dans les documents particuliers du marché.

L'application de la présente clause implique que  $f_0$  fasse dans tous les cas l'objet d'une évaluation. Au stade du projet, cette évaluation ne peut être qu'approximative.

Les plages de fréquence définies dans l'amendement ci-dessus s'expliquent comme suit :

- la fréquence excitatrice d'un piéton est d'environ 2 Hz et il convient de considérer que si  $f_0$  en est voisine il y aura résonance ;
- au-dessous de 1,6 Hz des modes de vibration supérieurs au mode fondamental sont susceptibles d'être en résonance avec le passage normal de piétons ;
- au dessus de 2,4 Hz l'excitation par un piéton ne peut se produire au cours de chaque période, et l'effet de l'excitation se trouve réduit. Toutefois l'attention est appelée sur le fait qu'en cas de passage d'un coureur sur la passerelle sa fréquence d'excitation est d'environ 4 Hz.

#### 4.4.4.4.2 Fréquence propre fondamentale

(101) Il convient de calculer la fréquence propre fondamentale  $f_0$  à partir de la section non fissurée et du module d'élasticité dynamique instantané du béton.

(102) Si besoin est, il convient de tenir compte de la rigidité des garde-corps lorsqu'ils contribuent à la rigidité d'ensemble en flexion du tablier.

(102) C. La masse des piétons supposés présents sur la passerelle lors de l'excitation est à prendre en compte dans l'évaluation de  $f_0$  si elle n'est pas négligeable par rapport au poids propre du tablier. Le cas échéant plusieurs hypothèses alternatives sont à envisager à ce sujet.

En pratique, pour les passerelles en béton armé, on considérera deux cas définis comme suit :

- passage d'un piéton ou d'un petit groupe de piétons (1 à 15) : il n'y a pas lieu de tenir compte de leur masse dans le calcul de  $f_0$  ;
- passage d'une foule : il convient de tenir compte de sa masse.

#### 4.4.4.4.3 Accélération

(101) Il convient de calculer l'accélération maximale verticale en considérant le chargement dynamique dû aux piétons représenté par une charge cyclique ponctuelle  $F$  se déplaçant le long de la travée principale du tablier à la vitesse constante  $v$ , et définie comme suit :

$$F = 180 \sin (2\pi f_0 T) \text{ en newtons} \quad \dots (4.209)$$

$$v = 0,9 f_0 \quad \dots (4.210)$$

où :

$T$  est le temps en secondes et  $v$  la vitesse en mètres par seconde

(101) I. Il convient, lorsque  $f_0$  est voisine de 2 Hz, de représenter la force excitatrice due au passage d'un piéton par une charge cyclique ponctuelle  $F$  d'intensité.

$$F = 180 \sin (2 \pi f_0 T) \text{ en newtons} \quad \dots (4.209 \text{ I})$$

se déplaçant à une vitesse :

$$v = 0,9 f_0 \quad \dots (4.210 \text{ I})$$

où :

$T$  est le temps en secondes et  $v$  la vitesse en mètres par seconde.

Dans le cas où  $f_0$  est très inférieure à 2 Hz on remplacera dans ces équations et dans de qui suit  $f_0$  par la fréquence du mode de vibration verticale qui s'approche le plus de 2 Hz.

On procédera ensuite à l'évaluation de l'accélération maximale due à ce passage.

Pour une passerelle dont la fréquence fondamentale est comprise entre 1,5 Hz et 2,5 Hz, cette évaluation peut être faite par l'équation.

$$a_1 = 165 \frac{k_a}{M\zeta} \left( 1 - e^{\frac{-2\pi\zeta L}{0,75}} \right) \quad \dots (4.211 \text{ I})$$

où :

$M$  (en kg) et  $L$  (en m) sont la masse et la longueur de la travée déterminante.

$\zeta$  est le taux d'amortissement, est pour une passerelle en béton à prendre égal à 7/1000 ( $2 \pi \zeta$  représente le décrément logarithmique de l'amortissement).

$k_a$  est le facteur de configuration, est égal à 1 pour une travée indépendante. Dans le cas de tabliers continus, on prendra :

- pour un tablier à deux travées égales  $k_a = 0,7$  ;
- pour un tablier à trois travées  $k_a = 0,5 - 0,8$  et  $0,9$  respectivement pour des rapports portée de rive sur portée adjacente égaux à  $1 - 0,8$  et  $0,6$  ; pour des rapports intermédiaires on interpolera ; pour un rapport inférieur à  $0,6$  on conservera  $k_a = 0,9$ .

Pour une passerelle dont la fréquence fondamentale  $f_0$  est inférieure à 1,4 Hz et pour laquelle on considère le 2<sup>e</sup> mode de vibration (supposé compris entre 1,6 et 2,4 Hz) on peut, pour les configurations d'ouvrage les plus courantes, calculer  $a_1$  par l'équation (4.211 I) en prenant pour  $M$  et  $L$  la masse et la longueur de la demi-onde de vibration (longueur entre nœuds) correspondant au mode considéré.

Enfin déduire de  $a_1$  l'accélération maximale due :

- à un petit groupe de piétons (nombre  $N$  de piétons inférieur à 15) par  $a_N = 3 a_1$  ;

— et si prescrit par le marché, pour une foule passant de manière continue sur l'ouvrage par :

$$a_{\text{foule}} = 0,027 L \cdot b \cdot a_N$$

où :

L a la même signification que ci-dessus et b est la largeur utile de la passerelle.

(101) C. La valeur 180 figurant dans l'équation 4.209 invalidée pourrait être considérée comme correspondant, dans le cas d'une évaluation plus sommaire de  $a_1$ , à une force excitatrice équivalente occupant une position fixe à mi-portée.

Les développements apportés pour l'évaluation de l'accélération maximale proviennent essentiellement de l'EC5.2 en accord pour l'essentiel avec le Bulletin 209 du C.E.B. et diverses autres publications.

La prise en compte du passage d'une foule est recommandée non seulement en zone urbaine dense, mais aussi à proximité d'une gare, d'un établissement scolaire ou d'un établissement important recevant du public.

Pour des configurations d'ouvrage non couvertes par les règles ci-dessus, on fera les analyses nécessaires.

(102) Pour les valeurs de  $f_0$  supérieures à 4 Hz, l'accélération maximale calculée peut être réduite dans une proportion variant linéairement de zéro pour 4 Hz à 70 % pour 5 Hz.

## 5 Section 5 : Dispositions constructives

### 5.1 Généralités

Remplacement de la Règle d'Application (3) par :

(103) Cette section s'applique aussi aux structures soumises aux chargements de fatigue.

### 5.3 Unités de précontrainte

#### 5.3.4 Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte

Remplacement de la Règle d'Application (5) par :

(105) Il convient d'éviter le couplage de plus de [50] % des armatures de précontrainte dans la même section droite, sauf :

- s'il est prévu de disposer un ferrailage minimal continu conforme aux dispositions de 4.4.2.2.3 ;
- ou s'il s'exerce dans la section considérée, sous combinaison fréquente d'actions, une contrainte de compression résiduelle minimale de [3] N/mm<sup>2</sup> s'opposant aux contraintes de traction locales.

Deux sections de couplage des armatures de précontrainte doivent être distantes d'une longueur au moins égale à la distance *a* donnée par le Tableau 5.106.

**Tableau 5.106 — Distance entre sections de couplage**

| Hauteur de l'élément <i>h</i> | Distance <i>a</i> |
|-------------------------------|-------------------|
| ≤ 2,0 m                       | 1,5 m             |
| > 2,0 m                       | 3,0 m             |

(105) A. Pour l'application de la règle de 50 %, seront considérées comme confondues, deux sections séparées d'une distance inférieure à 3 m ou 1,5 h.

P(106) Les dalles ou les dalles sous chaussée, précontraintes transversalement, doivent présenter un champ de contraintes de compression uniforme.

(107) Un champ de contraintes de compression uniforme peut être réalisé en disposant un ancrage sur deux au bord de la dalle.

(108) En environnement agressif, sur la face supérieure des dalles sous chaussée, il convient autant que possible d'éviter toute ouverture ou encoche utilisée pour la mise en tension des armatures de précontrainte.

### 5.4 Éléments structuraux

#### 5.4.2 Poutres

##### 5.4.2.1 Armatures longitudinales

###### 5.4.2.1.1 Pourcentages d'armatures minimaux et maximaux

Remplacement de la Règle d'Application (1) par :

(101) Il convient de prévoir une section utile d'armatures longitudinales de traction au moins égale à l'une des sections déterminées soit pour la maîtrise de la fissuration (voir 4.4.2.2.3 de l'ENV 1992-2) soit, si c'est nécessaire, pour prévenir toute rupture fragile (voir 4.3.1.3 de l'ENV 1992-2).



### 5.4.2.2 Armatures d'effort tranchant

Remplacement de la Règle d'Application (7) par :

(107) L'espacement longitudinal maximal  $s_{\max}$  des cours successifs d'étriers ou de cadres est défini par les conditions suivantes ( $V_{Sd}$ ,  $V_{Rd1}$  et  $V_{Rd2}$  sont définis en 4.3.2 de l'ENV 1992-1-1) :

pour :

$$V_{Sd} \leq \frac{1}{5} V_{Rd2} : s_{\max} = [0,8] \cdot d \quad \dots (5.117)$$

pour :

$$\frac{1}{5} V_{Rd2} < V_{Sd} \leq \frac{2}{3} V_{Rd2} : s_{\max} = [0,6] \cdot d \quad \dots (5.118)$$

pour :

$$V_{Sd} > \frac{2}{3} V_{Rd2} : s_{\max} = [0,3] \cdot d \quad \dots (5.119)$$

( $V_{Rd2}$  est défini par les équations (4.25) et (4.26) en 4.3.2.4 de l'ENV 1992-1-1).

(107) A. L'espacement longitudinal maximal  $s_{\max}$  pour  $V_{Sd} > \frac{2}{3} V_{Rd2}$  est définie par  $s_{\max} = \max(0,20 \text{ m} ; 0,3 d)$ .

Nouveau paragraphe après 5.4.8.3 :

### 5.4.9 Éléments préfabriqués

#### 5.4.9.1 Considérations générales

P (101) Les éléments préfabriqués en béton doivent être conçus et présenter les dispositions constructives en référence à l'ENV 1992-1-3, compte tenu toutefois des modifications apportées par ce paragraphe ou par les normes produits qui les concernent.

P (101) C. Les termes ci-dessous sont utilisés dans le paragraphe 5.4.9, leur définition est la suivante :

- un élément préfabriqué est un élément en béton armé ou en béton précontraint par pré ou post-tension réalisé en usine ou dans un endroit autre que sa position finale dans l'ouvrage, protégé des conditions climatiques défavorables ;
- une structure composite est constitué par des éléments préfabriqués collaborant avec du béton coulé en place ;
- les types d'éléments préfabriqués suivants sont communément utilisés pour la réalisation du tablier :
  - poutres rectangulaires ;
  - poutres trapézoïdales ;
  - poutre en I de section constante ou comportant des « blochets » aux extrémités ;
  - poutre de section en auge ;
  - poutres-caissons ;
  - voussoirs.

P (102) Les références suivantes de l'ENV 1992-1-3 concernent les bâtiments et ne s'appliquent pas aux ponts.

|                             |               |               |
|-----------------------------|---------------|---------------|
| 1.1.2 P(106)                | 2.1 (106)     | 2.5.2.1 (107) |
| 2.5.3.5.8                   | 3.5.3         | 4.1.3.3       |
| 4.3.5.6.1 (101)             | 4.5.3.2 (106) | 5.4.7.6       |
| 5.4.2.2 (111), (112), (113) | 5.4.7.7       | 5.5           |

P (102) A. Au lieu de 4.5.3.2 (106) il convient de lire 4.5.3.3 (106) (NdT erreur de référence).

Des alinéas supplémentaires sont invalidés ou amendés. Pour certains des alinéas invalidés un texte de remplacement est précisé :

(ENV 1992-1-3) 2.1 (106) I. Exigences fondamentales.

Il convient d'assurer un comportement monolithe à la structure composite telle que définie en P (101) C par la mise en œuvre de dispositions adéquates qu'il convient de détailler ; à ce titre, il convient de veiller à ce que les éléments préfabriqués comportent l'ensemble des dispositions constructives nécessaires à leur liaisons telles qu'elles ont été conçues et définies.

NOTE Dans le cas de tabliers constitués à partir de poutres préfabriquées, il convient d'assurer la répartition des charges entre les poutres par l'une des dispositions suivantes :

- dalle collaborante coulée en œuvre formant hourdis, dans le cas d'utilisation de prédalles collaborantes des dispositions appropriées doivent être définies pour assurer le passage des sollicitations entre le hourdis composite et la nervure ;
- clefs de cisaillement ménagées le long des éléments (cas des poutres caissons) et remplies sur toute leur longueur par un béton de seconde phase.

Il convient par ailleurs d'assurer, le cas échéant :

- l'encastrement à la torsion des poutres sur appuis au moyen d'entretoises disposées en extrémité de travées ;
- la liaison longitudinale entre travées par une continuité mécanique ou par une continuité apparente au niveau du hourdis par une dalle en béton armé.

(ENV 1992-1-3) 4.1.3.3 I. Enrobage.

En remplacement du Tableau 4.2 de l'ENV 1992-1-1 et du Tableau 4.102 du 4.1.3.3 de la présente prénorme, vis-à-vis de la durabilité des éléments les valeurs d'enrobage indiquées dans le Tableau 5.107 ci-après peuvent être adoptées. Pour la classe d'exposition 5, les spécifications du projet précisent les mesures particulières à adopter.

**Tableau 5.107 — Enrobages minimaux requis pour les éléments de tablier (en millimètres)**

| Types d'armatures                          | de béton armé                  |        |             |        | actives de précontrainte |        |             |        |
|--|--------------------------------|--------|-------------|--------|--------------------------|--------|-------------|--------|
|  | C < 40 / 50                    |        | C ≥ 40 / 50 |        | C < 40 / 50              |        | C ≥ 40 / 50 |        |
| Classe de résistance du béton des éléments | Dalles                         | Autres | Dalles      | Autres | Dalles                   | Autres | Dalles      | Autres |
| Type d'éléments                            |                                |        |             |        |                          |        |             |        |
| Classes d'exposition considérées           |                                |        |             |        |                          |        |             |        |
| 2b)  | 20                             | 25     | 20          | 25     | 30                       | 35     | 30          | 35     |
| 3  | 35                             | 40     | 30          | 35     | 45                       | 50     | 40          | 45     |
| 4  | 35                             | 40     | 30          | 35     | 45                       | 50     | 40          | 45     |
| 5  | Selon spécifications du projet |        |             |        |                          |        |             |        |

(ENV 1992-1-3) 4.3.2.3 I. Éléments ne nécessitant pas d'armatures d'effort tranchant ( $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$ ).

En règle générale, il convient de disposer une quantité minimale d'armatures d'effort tranchant, même si le calcul démontre que ces armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

(ENV 1992-1-3) 4.5.5 I. Appuis

Ce paragraphe spécifique au bâtiment ne s'applique pas pour des ponts. Pour les ponts, il convient d'adopter des dispositions adéquates.

(ENV 1992-1-3) 5 A. Dispositions constructives

Lorsqu'elles existent, les Normes Produits CEN donnent les dispositions constructives à retenir pour les éléments préfabriqués de ponts.

En outre, les Annexes à ces Normes donnent certaines dispositions relatives à l'incorporation de ces éléments dans l'ouvrage.

P (103) En 4.4.1.1. de l'ENV 1992-1-3, la combinaison non fréquente d'actions se substitue à la combinaison caractéristique.

En 5.4.2.1.1 de l'ENV 1992-1-3, la référence à l'ENV 1992-1-1 (NdT erreur de référence) est remplacée par une référence à l'ENV 1992-2.

### 5.4.9.2 *Joints de construction*

#### 5.4.9.2.1 *États-limites ultimes d'effort tranchant*

(101) Il convient de concevoir les joints entre éléments préfabriqués, y compris ceux des constructions en vousoirs, en respectant les dispositions de 4.5.3 de l'ENV 1992-1-3. Cependant, la Règle 4.5.3.2 (106) ne s'applique pas.

|   |
|---|
| (101) A. Au lieu de 4.5.3.2 (106) il convient de lire 4.5.3.3 (106) (NdT erreur de référence) |
|---|

#### 5.4.9.2.2 *États-limites de service*

P (101) Les joints non traversés par des armatures passives doivent rester comprimés sous combinaison non fréquente d'actions, y compris en phase de construction.

(102) Il convient, sous combinaison fréquente d'actions, d'assurer une contrainte de compression minimale de [1,5] N/mm<sup>2</sup> en tout point de la section droite des joints au mortier de ciment.

(103) En phase de construction, pendant la polymérisation du mortier de résine, il convient d'assurer en tout point de la section de joint, sous combinaison caractéristique d'actions, une pression minimale de [0,15] N/mm<sup>2</sup> avec une pression moyenne au moins égale à [0,25] N/mm<sup>2</sup>.

### 5.4.9.3 *Éléments composites*

#### 5.4.9.3.1 *Considérations générales*

(101) Le 5.4.9.3 s'applique aux éléments fléchis constitués d'éléments préfabriqués en béton collaborant avec du béton coulé en place, dans lesquels la transmission des efforts de cisaillement est assurée à l'interface. Les éléments préfabriqués peuvent être en béton armé ou précontraint.

|  |
|--|
| (101) C. Le paragraphe 4.5.3.3 de l'ENV 1992-1-3 s'applique aux conditions suivantes :<br>— l'interface doit être au moins de type rugueux, tel que défini en 4.5.3.2 (104) I de l'ENV 1992-1-3 DAN.<br>La valeur de calcul de la résistance au cisaillement pour les joints des éléments composites, y compris les joints entre prédalles collaborantes et le béton coulé en place vis-à-vis de la flexion transversale, peut être estimée par l'expression (4.190) du 4.5.3.3 de l'ENV 1992-1-3 en affectant d'un coefficient multiplicateur de 0,80 les valeurs de $K_T$ et de $\mu$ du Tableau 4.115 de l'ENV 1992-1-3.<br>Même lorsque le calcul démontre la non nécessité d'armatures de couture, il convient de disposer pour celle-ci un pourcentage minimal égal à : <ul style="list-style-type: none"><li>• un pourcentage minimal d'armature d'effort tranchant <math>\rho_W</math> donné en 5.4.2.2 de l'ENV 1992-1-3 dans le cas de poutres composites ;</li><li>• 3 cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup> dans le cas de prédalles collaborantes.</li></ul> |
|--|

P (102) L'influence du procédé d'exécution sur les contraintes et déformations doit être l'objet d'une attention particulière. La structure doit être justifiée à chaque phase de construction.

(103) Il peut s'avérer nécessaire de considérer le retrait différentiel entre béton coulé en place et éléments préfabriqués pour justifier les éléments composites vis-à-vis des états-limites de service (voir 5.4.9.3.3) mais cela n'est pas nécessaire vis-à-vis des états-limites ultimes.

#### 5.4.9.3.2 *États-limites ultimes*

P(101) Les éléments composites doivent être dimensionnés compte tenu des cisaillements vertical et longitudinal suivant les dispositions de 4.5.3.3 (NdT erreur de référence) de l'ENV 1992-1-3.

|  |
|--|
| P(101) C. Il convient de tenir compte des modifications apportées au 5.4.9.3.1 par la présente prénorme. |
|--|

#### 5.4.9.3.3 États-limites de service

P(101) La rigidité d'un élément composite doit être déterminée compte tenu des propriétés élastiques différentes du béton de l'élément préfabriqué et du béton coulé en place.

P(101) A. Par dérogation au 2.5 A, la détermination de la rigidité d'un élément composite doit par ailleurs prendre en considération la variation des propriétés du béton en fonction du temps ainsi que le niveau de fissuration prévisible des parties coulées en place.

(102) Il convient de tenir compte des effets du retrait et du fluage différentiels lors de la vérification des critères de dimensionnement définis en 4.4. Le retrait différentiel peut être déterminé par 2.5.5, 3.1.2.5.5, A.1 et A.2 de l'ENV 1992-1-1.

102 C. En effet, il convient de tenir compte de la redistribution des contraintes dans la section composite due aux déformations différées du béton de l'élément et de celui coulé en place, ainsi que des moments hypers-tatiques qui en résultent.

(103) Dans le cas des éléments composites constitués d'éléments préfabriqués précontraints et d'un béton coulé en place qui contribue au bridage de la zone comprimée de l'élément préfabriqué, la limite de la contrainte de compression du béton dans l'élément préfabriqué peut être augmentée au-delà des valeurs données en 4.4.1.1 sans toutefois dépasser  $[0,75]f_{ck}$ .

### 5.5 Limitation des dommages dus aux actions accidentelles

Cet article de l'ENV 1992-1-1 ne s'applique pas aux ponts.

## **6 Section 6 : Exécution des travaux**

Cette section s'applique également à l'ENV 1992-2.

## **7 Section 7 : Contrôle de qualité**

Cette section s'applique également à l'ENV 1992-2.

## **Annexes normatives**

## **Annexe 1**

(normative)

### **Dispositions complémentaires relatives à la détermination des effets des déformations différées du béton**

L'Annexe 1 s'applique également à l'ENV 1992-2. Cependant, pour les bétons de granulats légers, se référer à l'ENV 1992-1-4.



**Annexe 2**  
(normative)  
**Analyse non linéaire**

L'Annexe 2 s'applique également à l'ENV 1992-2, à condition que les structures, joints compris, présentent une ductilité appropriée.

Annexe 2 A. Pour l'application aux ponts, le caractère normatif de cette Annexe s'entend sous réserve de l'amendement 2.5 A à la présente Partie.

C . L'amendement 2.5 A. exclut l'application de certaines clauses. L'Annexe 2 n'a été validée dans le DAN de la Partie 1.1 (moyennant certains amendements) que pour application aux bâtiments.

## **Annexe 3**

(normative)

### **Complément d'information sur le flambement des ossatures**

L'Annexe 3 s'applique également à l'ENV 1992-2.

Annexe 3 A. Les clauses énumérées ci-après ont été rédigées en considérant uniquement les bâtiments et ne peuvent être considérées comme ayant un caractère normatif pour les ponts :

A3.1 (1) à (6) et (10)

A3.2 en totalité

A3.3 en totalité

A3.4 (6) et (9)

A3.5 (3) et (4)

C. Se reporter à 4.3.5 C dans la présente Partie. Les amendements apportés par le DAN de la Partie 1-1 aux paragraphes A3.1 (7), A3.4 (6) et A3.4 (9) sont applicables aux ponts.

**Annexe 4**  
(normative)  
**Vérification des flèches par le calcul**

L'Annexe 4 s'applique également à l'ENV 1992-2.

## **Annexe 105**

(normative)

### **Précontrainte par armatures extérieures ou non adhérentes**

#### **A105.1 Domaine d'application**

P(101) La présente Annexe complète et explicite l'ENV 1992-1-5 : Structures contenant des armatures de précontrainte extérieures ou non adhérentes dans le cas des ponts en béton. Sauf indication contraire, toutes les références de la présente Annexe concernent l'ENV 1992-1-5.

#### **A105.2 Bases du calcul**

##### **A105.2.5 Analyse**

###### **A105.2.5.3 Méthodes de calcul**

###### **A105.2.5.3.1 Considérations de base**

Remplacement de la Règle d'Application (108) de l'ENV 1992-1-5 par :

(108) Pour les armatures de précontrainte intérieures des ponts de petite et moyenne portée avec tabliers à poutres ou en caisson de hauteur constante, il est loisible de faire les hypothèses suivantes :

- la tension d'une armature de précontrainte reste constante le long d'une travée ;
- les forces radiales réparties sont verticales pour les armatures déviées dans le plan vertical.

#### **A105.4 Dimensionnement et calcul des sections**

Ajouter un nouveau paragraphe :

##### **A105.4.1 Force de précontrainte initiale**

P(101) Pour les câbles dont le tracé s'inscrit dans la hauteur totale de la section transversale de l'élément précontraint, la force de précontrainte initiale doit être déterminée suivant les dispositions du Principe 4.2.3.5.4 P(2) de l'ENV 1992-1-1.

P(102) Pour les câbles extérieurs dont le tracé sort de la hauteur totale de la section transversale de l'élément précontraint et pour lesquels la variation de contraintes sous combinaison fréquente d'actions n'excède pas  $[50] \text{ N/mm}^2$ , la tension initiale de précontrainte doit être limitée à  $[0,60]f_{pk}$ .

Dans le cas contraire, les câbles extérieurs doivent être considérés comme des haubans.

##### **A105.4.3 États-limites ultimes**

###### **A105.4.3.1 Généralités**

###### **A105.4.3.1.5 Câbles intérieurs non adhérents**

(101) La Règle d'Application (101) de l'ENV 1992-1-5 ne s'applique pas aux ponts.

#### **A105.4.3.2 Sollicitations d'effort tranchant**

##### **A105.4.3.2.6 Construction par voussoirs**

Remplacement des Règles d'Application (103) et (104) de l'ENV 1992-1-5 par :

(103) Sous combinaison non fréquente d'actions et en l'absence de justifications établies à partir d'expérimentations antérieures, il convient de maintenir comprimées sur au moins  $[2/3]$  de leur hauteur totale les sections de joints dépourvus d'armatures passives.

Il y a lieu de porter une attention particulière aux sollicitations de torsion dans la justification des sections en caisson.

#### **A105.4.4 États-limites de service**

##### **A105.4.4.0 Généralités**

##### **A105.4.4.0.3 Cas de charges et combinaisons**

Remplacement des Règles d'Application (101) à (103) de l'ENV 1992-1-5 par :

P(101) La classification des critères de justification doit être déterminée en accord avec le Maître d'Ouvrage.

#### **A105.5 Dispositions constructives**

##### **A105.5.3 Unités de précontrainte**

Cet article de l'ENV 1992-1-5 s'applique, à l'exception des modifications suivantes :

##### **A105.5.3.1 Disposition des unités de précontrainte**

Remplacement du Principe P(102) de l'ENV 1992-1-5 par :

P(102) Les câbles extérieurs doivent être remplaçables si le Maître d'Ouvrage le spécifie.

Addition après la Règle d'Application (110) de l'ENV 1992-1-5 :

P(111) L'accessibilité aux câbles extérieurs pour leur inspection, leur surveillance et, s'il y a lieu, leur remplacement doit toujours être ménagée.

(112) En ce qui concerne les systèmes d'ancrage, il convient de prendre en considération leur efficacité d'ancrage, leur résistance à la fatigue, leur aptitude au transfert des efforts, leur protection contre la corrosion et leur aptitude à subir des déviations angulaires dans la limite de  $[0,05]$  radian sans réduction notable de l'efficacité d'ancrage.

##### **A105.5.3.2 Enrobage**

Remplacement du Principe P(101) et de la Règle d'Application (102) de l'ENV 1992-1-5 par :

P(101) L'enrobage des armatures de précontrainte intérieures non adhérentes doit être tel que prescrit en 4.1.3.3 de l'ENV 1992-1-1 pour les armatures adhérentes.

##### **A105.5.5 Limitation des désordres provoqués par des actions accidentelles**

##### **A105.5.5.2 Dimensionnement des chaînages**

Remplacement du Principe P(106) de l'ENV 1992-1-5 par :

P(106) Il faut vérifier, sous combinaison accidentelle d'actions, compte tenu des valeurs correspondantes des  $\gamma$ , que la rupture locale d'une armature de précontrainte n'entraîne pas la ruine du pont.

## Annexe 106

### Étendues équivalentes de contrainte pour les vérifications à la fatigue

#### A106.1 Généralités

P(101) Cette Annexe fournit une méthode simplifiée pour le calcul des étendues équivalentes de contrainte pour les vérifications à la fatigue des tabliers des ponts-routes et ponts-rails sur la base des modèles de charges de fatigue donnés par l'ENV 1991-3. Tous les modèles de charges donnés par l'ENV 1991-3 peuvent être utilisés, à condition que les données concernant les valeurs de  $\lambda$  correspondantes soient disponibles.

#### A106.2 Ponts-routes

P(101) Les valeurs données par le présent paragraphe ne s'appliquent qu'au modèle de charges de fatigue n° 3 de l'ENV 1991-3 affecté d'un coefficient de pondération.

Lors du calcul des étendues équivalentes de contrainte pour la vérification de l'acier, les charges d'essieu du modèle de fatigue n° 3 sont multipliées par les facteurs :

- 1,75 pour la vérification au droit des appuis intermédiaires ;
- 1,40 pour la vérification dans les autres régions.

P(102) L'étendue équivalente de contrainte pour la vérification de l'acier est calculée comme suit :

$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \Delta\sigma_{s, \text{EC}} \cdot \lambda_s \quad \dots \text{(A106.1)}$$

avec :

$\Delta\sigma_{s, \text{equ}}$  l'étendue de contrainte sous l'action du modèle de charge de fatigue n° 3 (selon l'ENV 1991-3), pondéré comme indiqué au P(101), en admettant la combinaison de charges définie par 4.3.7.2 P(103) de la présente Partie 2.

$\lambda_s$  le facteur de correction pour calculer l'étendue équivalente de contrainte à partir de l'étendue de contrainte  $\Delta\sigma_{s, \text{EC}}$ .

P(103) Le facteur de correction  $\lambda_s$  prend en compte les influences de la portée, du volume de trafic annuel, de la durée de vie, du nombre de voies, de la nature du trafic et de la rugosité de la surface. Il peut être décomposé en :

$$\lambda_s = \varphi_{\text{fat}} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad \dots \text{(A106.2)}$$

avec :

$\lambda_{s,1}$  la correction pour la portée ;

$\lambda_{s,2}$  la correction pour le volume de trafic annuel ;

$\lambda_{s,3}$  la correction pour la durée de vie ;

$\lambda_{s,4}$  la correction pour le nombre de voies ;

$\varphi_{\text{fat}}$  le coefficient de majoration dynamique tenant compte de la rugosité de la surface comme défini plus loin.

(104) Les Figures A106.1 et A106.2 donnent les valeurs de  $\lambda_{s,1}$  en fonction de la portée L et de la forme de la courbe S — N.

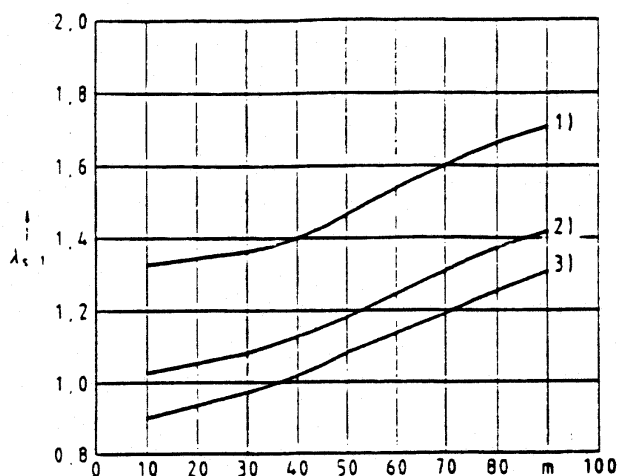
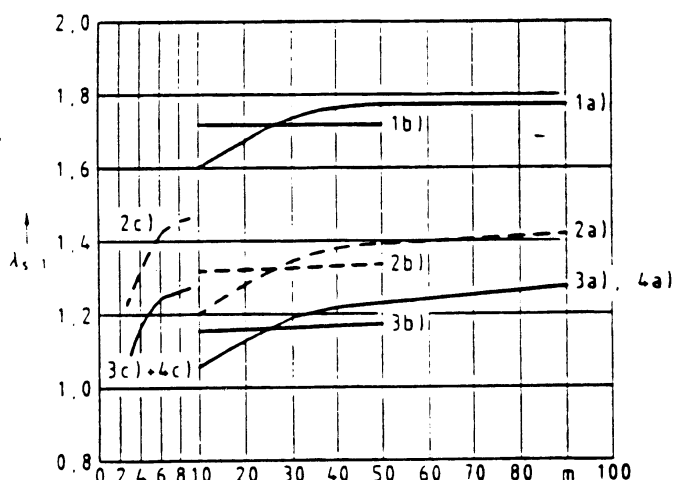


Figure A106.1 — Valeurs de  $\lambda_{s,1}$  pour la vérification vis-à-vis de la fatigue au droit des appuis intermédiaires

- 1) Coupleurs et dispositifs de raboutage
  - 2) Câbles courbes sous gaine métallique
  - 3) Acier pour béton armé
- Armatures de pré-tension (de toutes natures)
- Armatures de post-tension :
- torons sous gaine plastique
  - câbles droits sous gaine métallique



- 1) Dispositifs de raboutage
  - 2) Câbles courbes sous gaine métallique
  - 3) Acier pour béton armé
- Armatures de pré-tension (de toutes natures)
- Armatures de post-tension :
- torons sous gaine plastique
  - câbles droits sous gaine métallique
- 4) Armatures d'effort tranchant
    - a) Poutre continue \*)
    - b) Poutre en travée indépendante \*)
    - c) Dalle sous chaussée

\*) Pour les portées  $l < 10$  m les valeurs pour  $l = 10$  m s'appliquent

Figure A106.2 — Valeurs de  $\lambda_{s,1}$  pour les vérifications vis-à-vis de la fatigue en travée et pour les éléments locaux

(105) Les valeurs du coefficient  $\lambda_{s,2}$  rendent compte de l'influence du volume de trafic annuel et de la nature du trafic. Ce coefficient peut être calculé comme suit :

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot k_2 \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad \dots (A106.3)$$

avec :

$N_{obs}$  le nombre de camions par an selon l'ENV 1991-3, Tableau 4.5 (en millions) ;

$k_2$  la pente de la courbe S — N correspondante extraite des Tableaux 4.116 ou 4.117 de la présente Partie 2 ;

$\bar{Q}$  le facteur tenant compte de la nature du trafic suivant le Tableau A106.1 ci-après.

**Tableau A106.1 — Facteurs pour la nature du trafic**

| Facteur $\bar{Q}$ | Nature du trafic<br>(voir ENV 1991-3, Tableau 4.7) |                  |              |
|-------------------|--|------------------|--------------|
|                   | Longue distance                                    | Moyenne distance | Trafic local |
| $k_2 = 5$         | 1,0  | 0,90             | 0,73         |
| $k_2 = 7$         | 1,0  | 0,92             | 0,78         |
| $k_2 = 9$         | 1,0  | 0,94             | 0,82         |

(106) Le coefficient  $\lambda_{s,3}$  traduit l'influence de la durée d'utilisation de projet, il est donné par l'équation (A106.4) :

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{années}}}{100}} \quad \dots \text{(A106.4)}$$

avec :

$N_{\text{années}}$  la durée d'utilisation de projet du pont (à spécifier si différente de 100 ans).

(107) Le coefficient  $\lambda_{s,4}$  traduit l'influence du nombre de voies. Il est donné par l'équation (A106.5) :

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}} \quad \dots \text{(A106.5)}$$

avec :

$N_{\text{obs},i}$  le nombre annuel escompté de camions sur la voie  $i$  ;

$N_{\text{obs},1}$  le nombre annuel escompté de camions sur la voie lente.

(108) Le coefficient  $\varphi_{\text{fat}}$  est un coefficient de majoration dynamique au sens de l'Annexe B de l'ENV 1991-3 :

- $\varphi_{\text{fat}} = 1,2$  pour une surface de bonne rugosité ;
- $\varphi_{\text{fat}} = 1,4$  pour une surface de rugosité moyenne.

Il convient prendre en compte un coefficient dynamique additionnel pour la vérification des sections distantes de moins de 6 m d'un joint de dilatation, conformément à l'Annexe B de l'ENV 1991-3. (Pour plus de détails, voir aussi l'Annexe B de l'ENV 1991-3 : évaluation de la durée de vie vis-à-vis de la fatigue.)

## A106.3 Ponts-rails

### A106.3.1 Acier pour béton armé et de précontrainte

P(101) L'étendue équivalente de contrainte pour l'acier de béton armé et de précontrainte est donnée par l'équation (A106.6) :

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ}} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{s,71} \quad \dots \text{(A106.6)}$$

avec :

$\Delta\sigma_{s,71}$  l'étendue de contrainte sous l'action du modèle de charges 71 (disposé dans la position la plus défavorable sous combinaison non-fréquente d'actions, comprenant le coefficient de majoration dynamique selon l'ENV 1991-3)

$\lambda_s$  le facteur de correction pour le calcul de l'étendue équivalente de contrainte à partir de l'étendue de contrainte due à  $\Delta\sigma_{s,71}$ . Les valeurs données par le Tableau A106.2 sont basées sur  $\psi_1 = 1$ .



P(102) Le facteur de correction  $\lambda_s$  prend en compte la portée, le volume annuel de trafic, la durée de vie et le nombre de voies ; il est donné par la formule ci-après :

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad \dots \text{ (A106.7)}$$

avec :

$\lambda_{s,1}$  la correction pour la portée de l'élément structural et la nature du trafic ;

$\lambda_{s,2}$  la correction pour le volume de trafic annuel ;

$\lambda_{s,3}$  la correction pour la durée d'utilisation de projet escomptée ;

$\lambda_{s,4}$  la correction pour le nombre de voies.

(103) Le facteur  $\lambda_{s,1}$  est fonction de la portée de l'élément considéré et de la nature du trafic ; les valeurs de  $\lambda_{s,1}$  pour un trafic standard et pour un trafic lourd, données par les Tableaux F.1 et F.2 de l'ENV 1991-3, sont rappelées par le Tableau A106.2 de la présente Annexe.

Pour les autres combinaisons de trains types, le facteur  $\lambda_{s,1}$  peut être calculé à partir des méthodes données par les documents appropriés <sup>1)</sup>.

(104) Le coefficient  $\lambda_{s,2}$  traduit l'influence du volume de trafic annuel. Il est donné par l'équation (A106.8).

$$\lambda_{s,2} = k_2 \sqrt[6]{\frac{\text{Vol}}{25 \cdot 10^6}} \quad \dots \text{ (A106.8)}$$

avec :

Vol le volume du trafic (tonnes/an/voie) ;

$k_2$  le facteur de pente de la courbe S — N.

(105) Le coefficient  $\lambda_{s,3}$  traduit l'influence de la durée d'utilisation de projet et peut être donné par l'équation (A106.9).

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt[6]{\frac{N_{\text{années}}}{1\,000}} \quad \dots \text{ (A106.9)}$$

avec :

$N_{\text{années}}$  la durée d'utilisation de projet du pont (en années) ;

$k_2$  le facteur de pente de la courbe S — N.

(106) Le coefficient  $\lambda_{s,4}$  traduit l'effet du chargement simultané de plusieurs voies. L'effet du chargement de deux voies peut être donné par l'équation (A106.10).

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt[6]{n + (1-n) \cdot s_1^{k_2} + (1-n) s_2^{k_2}} \quad \dots \text{ (A106.10)}$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad n = \frac{N_c}{N_T}$$

avec :

n la proportion du trafic empruntant simultanément le pont ;

$N_c$  le nombre de trains empruntant simultanément le pont ;

$N_T$  le nombre total de trains circulant sur une voie ;

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$  les étendues de contraintes résultant du modèle de charges 71 appliqué sur une voie ;

$\Delta\sigma_{1+2}$  l'étendue de contraintes résultant du modèle de charges 71 appliqué sur deux voies ;

$k_2$  la pente de la courbe S — N.

1) Voir, par exemple, le document explicatif intitulé : « Fatigue Design for Concrete Railway Bridges in Eurocode 2, Part 2, Loading, Resistance, Verification Formats »

Si seules des contraintes de compression se développent sous l'effet des charges de trafic sur une seule voie, prendre la valeur correspondante  $s_j = 0$ .

**Tableau A106.2 — Coefficient  $\lambda_{s,1}$  dans le cas de poutres en travées indépendantes et continues**

**a) poutres en travées indépendantes**

| Type | Courbe S — N |       |        | Travée [m] | Type de trafic |       |
|------|--------------|-------|--------|------------|----------------|-------|
|      | $k_1$        | $k_2$ | N      |            | Standard       | Lourd |
| [1]  | 5            | 9     | $10^6$ | $\leq 2$   | 0,90           | 0,95  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,65           | 0,70  |
| [2]  | 3            | 7     | $10^6$ | $\leq 2$   | 1,00           | 1,05  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,70           | 0,70  |
| [3]  | 3            | 5     | $10^6$ | $\leq 2$   | 1,25           | 1,35  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,75           | 0,75  |
| [4]  | 3            | 5     | $10^7$ | $\leq 2$   | 0,80           | 0,85  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,40           | 0,40  |

**b) poutres continues (section centrale d'une travée intermédiaire)**

| Type | Courbe S — N |       |        | Travée [m] | Type de trafic |       |
|------|--------------|-------|--------|------------|----------------|-------|
|      | $k_1$        | $k_2$ | N      |            | Standard       | Lourd |
| [1]  | 5            | 9     | $10^6$ | $\leq 2$   | 0,95           | 1,05  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,50           | 0,55  |
| [2]  | 3            | 7     | $10^6$ | $\leq 2$   | 1,00           | 1,15  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,55           | 0,55  |
| [3]  | 3            | 5     | $10^6$ | $\leq 2$   | 1,25           | 1,40  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,55           | 0,55  |
| [4]  | 3            | 5     | $10^7$ | $\leq 2$   | 0,75           | 0,90  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,35           | 0,35  |

**c) poutres continues (section en travée de rive)**

| Type | Courbe S — N |       |        | Travée [m] | Type de trafic |       |
|------|--------------|-------|--------|------------|----------------|-------|
|      | $k_1$        | $k_2$ | N*     |            | Standard       | Lourd |
| [1]  | 5            | 9     | $10^6$ | $\leq 2$   | 0,90           | 1,00  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,65           | 0,65  |
| [2]  | 3            | 7     | $10^6$ | $\leq 2$   | 1,05           | 1,15  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,65           | 0,65  |
| [3]  | 3            | 5     | $10^6$ | $\leq 2$   | 1,30           | 1,45  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,65           | 0,70  |
| [4]  | 3            | 5     | $10^7$ | $\leq 2$   | 0,80           | 0,90  |
|      |              |       |        | $\geq 20$  | 0,35           | 0,35  |

**Tableau A106.2 — Coefficient  $\lambda_{s,1}$  dans le cas de poutres en travées indépendantes et continues (fin)**

**d) poutres continues (section au droit d'un support intermédiaire)**

| Type | Courbe S — N*  |                |                 | Travée [m] | Type de trafic |       |
|------|----------------|----------------|-----------------|------------|----------------|-------|
|      | k <sub>1</sub> | k <sub>2</sub> | N               |            | Standard       | Lourd |
| [1]  | 5              | 9              | 10 <sup>6</sup> | ≤ 2        | 0,85           | 0,85  |
|      |                |                |                 | ≥ 20       | 0,70           | 0,75  |
| [2]  | 3              | 7              | 10 <sup>6</sup> | ≤ 2        | 0,90           | 0,95  |
|      |                |                |                 | ≥ 20       | 0,70           | 0,75  |
| [3]  | 3/             | 5              | 10 <sup>6</sup> | ≤ 2        | 1,10           | 1,10  |
|      |                |                |                 | ≥ 20       | 0,75           | 0,80  |
| [4]  | 3              | 5              | 10 <sup>7</sup> | ≤ 2        | 0,70           | 0,70  |
|      |                |                |                 | ≥ 20       | 0,35           | 0,40  |

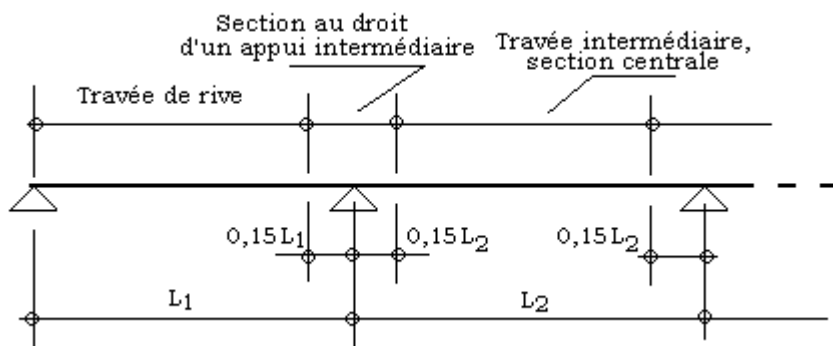
Définition des types [1] [2] [3] [4] des Tableaux A 106.2.

- [1] acier pour béton armé, pour pré-tension (toute nature), pour post-tension (torons sous gaine plastique et câbles droits sous gaine métallique).
- [2] acier pour post-tension (câbles courbes sous gaine métallique).
- [3] coupleurs (armatures de précontrainte).
- [4] organes de raboutage (armature pour béton armé), barres soudées comprenant soudures par points et bout à bout (voir article 5.2 de l'ENV 1992-1-1).

(107) Les coefficients  $\lambda_{s,1}$  pour des portées L comprises entre 2 m et 20 m peuvent s'obtenir de la manière suivante :

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2) + [\lambda_{s,1}(20) - \lambda_{s,1}(2)](\log L - 0,3)$$

Pour la définition des sections en travée de rive, sections sur appui intermédiaire ou en travée d'une travée intermédiaire voir la Figure A106.3 ci-dessous :



**Figure A106.3 — Localisations des différentes sections**

### A106.3.2 Béton comprimé

(101) La résistance à la fatigue du béton comprimé est réputée assurée si l'expression suivante est vérifiée :

$$14 \frac{1 - S_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad \dots \text{(A106.11)}$$

avec :

$$R_{equ} = \frac{S_{cd,min,equ}}{S_{cd,max,equ}} ; S_{cd,min,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} ; S_{cd,max,equ} = S_d \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$\sigma_{cd,max,equ}$  et  $\sigma_{cd,min,equ}$  sont les bornes supérieure et inférieure de l'étendue équivalente de contraintes avec un nombre de cycles  $N = 10^6$ .

(102) Les bornes supérieure et inférieure de l'étendue équivalente de contraintes doivent être calculées par l'équation (A106.12).

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \cdot \left( \sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm} \right) \quad \dots \text{(A106.12)}$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c \cdot \left( \sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71} \right)$$

avec :

$\sigma_{c,perm}$  la contrainte de compression du béton sous combinaisons non fréquentes d'actions sans le modèle de charges 71 ;

$\sigma_{c,max,71}$  les contraintes de compression maximale ou minimale sous combinaisons non-fréquentes d'actions, tenant compte du facteur dynamique  $\phi_2$  conforme à l'ENV 1991-3 ;

$\lambda_c$  le facteur de correction utilisé pour calculer les bornes supérieure et inférieure de l'étendue équivalente de contrainte à partir des contraintes résultant du modèle de charges 71.

Les valeurs du Tableau 107.3 sont fondées sur .

(103) Le facteur de correction  $\lambda_c$  tient compte de la contrainte sous charges permanentes, de la portée, du volume annuel de trafic, de la durée de vie et du nombre de voies. Il est donné par la formule suivante :

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2} \cdot \lambda_{c,3} \cdot \lambda_{c,4} \quad \dots \text{(A106.13)}$$

avec :

$\lambda_{c,0}$  la correction pour la contrainte sous charges permanentes ;

$\lambda_{c,1}$  la correction pour la portée et la nature du trafic ;

$\lambda_{c,2}$  la correction pour le volume annuel du trafic ;

$\lambda_{c,3}$  la correction pour la durée d'utilisation de projet ;

$\lambda_{c,4}$  la correction pour le nombre de voies.

(104) Le coefficient  $\lambda_{c,0}$  traduit l'influence de la contrainte sous charges permanentes ; il peut être calculé par l'équation (A106.14).

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1,0 \quad \dots \text{(A106.14)}$$

Pour la zone tendue précomprimée par de la précontrainte  $\lambda_{c,0}$ , la valeur peut être prise égale à 1,0.

(105) Le coefficient  $\lambda_{c,1}$  traduit l'influence de la portée de l'élément considéré et de la nature du trafic. Les valeurs de  $\lambda_{c,1}$  pour le trafic standard et pour le trafic lourd définis par les Tableaux F.1 et F.2 de l'ENV 1991-3 peuvent être prises dans le Tableau A106.3 de la présente Annexe.

(106) Le coefficient  $\lambda_{c,2}$  traduit l'influence du volume de trafic annuel. Il peut être calculé par l'équation (A106.15).

$$\lambda_{c,2} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[ \frac{\text{Vol}}{25 \cdot 10^6} \right] \quad \dots \text{ (A106.15)}$$

avec :

Vol      Volume de trafic (tonnes/an/voie)

(107)    Le coefficient  $\lambda_{c,3}$  traduit l'influence de la durée d'utilisation de projet. Il peut être calculé par l'équation (A106.16).

$$\lambda_{c,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[ \frac{N_{\text{années}}}{100} \right] \quad \dots \text{ (A106.16)}$$

avec :

$N_{\text{années}}$     la durée d'utilisation de projet du pont (années).

(108)    Le coefficient traduit l'influence du nombre de voies chargées. L'effet du chargement à partir de deux voies est donné par l'équation (A106.17).

$$\begin{aligned} \lambda_{c,4} &= 1 + \frac{1}{8} \log n \geq 0,54 \quad \text{pour } a \leq 0,8 \\ \lambda_{c,4} &= 1,0 \quad \quad \quad \text{pour } a > 0,8 \end{aligned} \quad \dots \text{ (A106.17)}$$

$$a = \frac{\max \left\{ \Delta\sigma_{c,1}, \Delta\sigma_{c,2} \right\}}{\Delta\sigma_{c,1+2}} ; n = \frac{N_c}{N_T} \quad \dots \text{ (A106.18)}$$

avec :

n            la proportion du trafic empruntant l'ouvrage ;

$N_c$         le nombre de trains empruntant l'ouvrage ;

$N_T$         le nombre total de trains empruntant une voie ;

$\Delta\sigma_{c,1}, \Delta\sigma_{c,2}$  l'étendue de contrainte de compression sous l'action du modèle de charges n° 71 sur une voie ;

$\Delta\sigma_{c,1+2}$     l'étendue de contrainte de compression sous l'action du modèle de charges n° 71 sur deux voies.

**Tableau A106.3 — Valeurs de  $\lambda_{c,1}$   
pour les travées indépendantes et les poutres continues**

**a) Travées indépendantes**

| Zone considérée dans la section | Portée [m] | Nature du trafic |       |
|---------------------------------|------------|------------------|-------|
|                                 |            | Standard         | Lourd |
| Zone comprimée                  | ≤ 2        | 0,70             | 0,70  |
|                                 | ≥ 20       | 0,75             | 0,75  |
| Zone tendue précomprimée        | ≤ 2        | 0,95             | 1,00  |
|                                 | ≥ 20       | 0,90             | 0,90  |

**b) Poutres continues (zone centrale d'une travée intermédiaire) <sup>1)</sup>**

| Zone considérée dans la section | Portée [m] | Nature du trafic |       |
|---------------------------------|------------|------------------|-------|
|                                 |            | Standard         | Lourd |
| Zone comprimée                  | ≤ 2        | 0,75             | 0,90  |
|                                 | ≥ 20       | 0,55             | 0,55  |
| Zone tendue précomprimée        | ≤ 2        | 1,05             | 1,15  |
|                                 | ≥ 20       | 0,65             | 0,70  |

1) Voir Figure A106.3.

**c) Poutres continues (travée de rive)**

| Zone considérée dans la section | Portée [m] | Nature du trafic |       |
|---------------------------------|------------|------------------|-------|
|                                 |            | Standard         | Lourd |
| Zone comprimée                  | ≤ 2        | 0,75             | 0,80  |
|                                 | ≥ 20       | 0,70             | 0,70  |
| Zone tendue précomprimée        | ≤ 2        | 1,10             | 1,20  |
|                                 | ≥ 20       | 0,70             | 0,70  |

**d) Poutres continues (au voisinage d'un appui intermédiaire)**

| Zone considérée dans la section | Portée [m] | Nature du trafic |       |
|---------------------------------|------------|------------------|-------|
|                                 |            | Standard         | Lourd |
| Zone comprimée                  | ≤ 2        | 0,70             | 0,75  |
|                                 | ≥ 20       | 0,85             | 0,85  |
| Zone tendue précomprimée        | ≤ 2        | 1,10             | 1,15  |
|                                 | ≥ 20       | 0,80             | 0,85  |

(108) Les coefficients  $\lambda_{c,1}$  pour les portées comprises entre 2 m et 20 m peuvent être obtenues par l'équation ci-dessous :

$$\lambda_{c,1}(L) = \lambda_{c,1}(2m) + \left[ \lambda_{c,1}(20m) - \lambda_{c,1}(2m) \right] \cdot (\log L - 0,3)$$

1) Voir figure A106.3.

## **Annexe informative**

## Annexe 107

### Ponts haubanés

Annexe 107. I. Dans l'attente d'un texte commun à établir en conformité avec l'ENV 1993-2 cette Annexe doit être considérée comme invalidée dans son ensemble. Quelques commentaires ou amendements sont cependant déjà donnés en préparation de ce travail à effectuer.

#### A107.1 Introduction

(101) La présente Annexe s'applique aux ponts haubanés en béton conçus conformément à l'ENV 1992.

(102) Les éléments constitutifs d'un hauban sont :

- les éléments tendus principaux (acier de précontrainte) ;
- les ancrages ;
- le gainage ;
- les matériaux et dispositifs de protection contre la corrosion.

(103) La présente Annexe ne s'applique qu'aux haubans constitués de fils parallèles, de torons parallèles ou de barres parallèles. D'autres types de haubans sont traités dans l'ENV 1993-2.

#### A107.2 Acier de précontrainte

##### A107.2.1 Classification et géométrie

(101) Il convient que le certificat de chaque lot d'acier de précontrainte contienne comme information supplémentaire la résistance ultime à la traction garantie (GUTS), la résistance à la traction  $f_p$  et le module d'élasticité.

(101) C. La prescription est relative à l'exécution et devrait être transférée dans la norme d'exécution.

(102) Il convient que l'acier de précontrainte utilisé pour les haubans soit de l'un des types suivants définis par l'EN 10138 :

- torons : torons «bleuis» formés de 7 fils lisses tréfilés à froid, sans soudures ;
- fils : fils «bleuis» ronds lisses tréfilés à froid sans soudures ;
- barres : laminées à chaud avec traitement thermique ou mécanique.

(102) C. L'utilisation de barres en haubans est hautement déconseillée dans le cas où l'utilisation de manchons s'avère nécessaire.

##### A107.2.2 Ductilité

(101) Les torons doivent présenter des valeurs de D conformes à l'Annexe 1 de l'EN 10138-1 :

- D = 28 pour les torons de diamètre nominal 12,5 mm à 13 mm ;
- D = 20 pour les torons de diamètre nominal 15,2 mm à 16 mm.



### A107.2.3 Fatigue

(101) Il convient que des essais de fatigue conformes à l'EN 10138 ou à d'autres normes appropriées soient effectués sur des échantillons prélevés sur chaque lot d'acier de précontrainte.

(101) C. Il convient de remplacer cette règle par une règle stipulant des essais de fatigue à effectuer sur des câbles ancrés en s'inspirant des règles du POST-TENSIONING INSTITUTE.

(102) Il convient que l'acier constituant les haubans résiste sans rupture à  $2 \cdot 10^6$  cycles de contraintes d'amplitude constante avec une contrainte maximale de  $0,8f_{pk}$ ,  $f_{pk}$  désignant la résistance caractéristique à la traction de l'acier utilisé.

Les étendues de variation de la contrainte sont :

- pour les torons,  $\Delta\sigma_p = 195 \text{ N/mm}^2$  ;
- pour les fils,  $\Delta\sigma_p = 200 \text{ N/mm}^2$  ;
- pour les barres lisses,  $\Delta\sigma_p = 200 \text{ N/mm}^2$  ;
- pour les barres crénelées,  $\Delta\sigma_p = 180 \text{ N/mm}^2$  .

### A107.2.4 Susceptibilité à la corrosion sous tension

(101) Il convient qu'une résistance suffisante à la corrosion sous tension soit démontrée par des essais conformes à l'EN 10138.

(101) C. La norme EN 10138 y pourvoit effectivement et la contrainte de l'acier des haubans est inférieure au seuil de la corrosion sous-tension.

### A107.3 Ancrages, selles et coupleurs

(101) Il convient que la conception des ancrages et des selles permette la dépose et le remplacement du hauban ainsi que le réglage ultérieur de sa tension.

(102) Il convient que les ancrages, les selles et les coupleurs présentent une résistance au moins égale à celle de la partie courante du hauban.

(102) A. La prescription n'est pas physiquement possible. Il convient plutôt de la remplacer par une condition concernant la fatigue en se référant aux recommandations du POST-TENSIONING INSTITUTE.

### A107.4 Gainage des haubans

(101) Le gainage des haubans peut être de l'un des types suivants :

- tubes d'acier ou tubes de polyéthylène, contenant l'ensemble des éléments tendus ;
- gaines de polyéthylène extrudées directement sur les torons individuels.

(101) A. Le gainage d'un hauban peut être constitué soit par un tube en acier ou en matière plastique contenant l'ensemble des éléments tendus, soit par des gaines de matière plastique extrudées directement sur les torons individuels.

(102) Il convient que l'épaisseur des tubes soit suffisante pour garantir leur résistance à toutes les contraintes au cours de la manutention, de l'injection et de l'utilisation de l'ouvrage.

(103) Il convient que toutes les soudures des tubes soient capables de résister à la limite d'élasticité de la partie courante du tube et présentent une résistance à la fatigue suffisante.

(104) Il convient que les tubes d'acier soient au minimum de la qualité Fe 510 selon l'EN 10025:1990 et satisfassent aux normes correspondantes.

(105) Il convient de ne pas permettre le soudage des tubes d'acier lorsque les torons sont présents à l'intérieur.

(106) Il convient de vérifier toute soudure sur chantier des tubes d'acier par contrôle ultrasonique ou radiographique.

(107) Il convient que le tube de polyéthylène ou la gaine individuelle soit constitué de polyéthylène à haute densité (PEHD) conforme à l'ISO 161/1 et l'ISO 3607 ou à d'autres normes appropriées.

(107) A. Il convient que le tube de matière plastique ou la gaine individuelle soit dépourvue d'action agressive envers les éléments tendus ; dans le cas du polyéthylène, il convient que celui-ci soit de haute densité (PEHD) et conforme à l'ISO 161/1 et l'ISO 3607 ou à d'autres normes appropriées.

(108) Il convient que, pour les tubes en polyéthylène, le rapport du diamètre extérieur à l'épaisseur minimale de paroi soit au maximum de [18].

(109) Il convient que l'épaisseur d'une gaine de PEHD extrudée directement sur toron individuel soit au minimum de [1,5] mm .

### **A107.5 Systèmes de protection contre la corrosion**

(101) Il convient que les haubans soient pourvus d'une protection satisfaisante contre la corrosion.

(102) Il convient que l'étanchéité et le drainage des extrémités soient assurés de façon à éviter l'entrée et/ou l'accumulation d'eau dans les tubes de réservation.

### **A107.6 Disposition des haubans**

(101) Il convient que les haubans soient disposés de façon à éviter l'apparition de contraintes de flexion aux ancrages.

(101) C. Il est impossible d'éviter complètement la flexion des hauban ; ce risque est cependant couvert par l'essai de fatigue prévu à ce sujet.

(102) Il convient qu'au voisinage du tablier, les haubans soient protégés contre les chocs des véhicules et/ou des utilisateurs.

### **A107.7 Fabrication des haubans**

(101) Il convient que les procédures décrites au paragraphe 6.3.4.2 de l'ENV 1992-1-1 soient strictement observées.

(102) Il convient de s'assurer que durant la fabrication des haubans, toutes les armatures sont mises en place parallèlement les uns aux autres.

(103) Lors de la manutention de câbles préfabriqués, il convient de s'assurer que leur rayon de courbure n'est jamais inférieur à [25] fois le diamètre de la gaine du câble.

(104) Il convient que tout toron, fil ou barre endommagé durant la fabrication ou la manutention, soit remplacé et que toute protection endommagée soit réparée ou remplacée.

### **A107.8 Mise en œuvre des haubans**

(101) Il convient que l'installation et la mise en tension de chaque hauban soient effectuées suivant un programme détaillé prescrivant l'allongement du câble et/ou la tension du câble, les tolérances acceptables et les déplacements admissibles du tablier et du pylône.

(101) C. Cet article peut être maintenu au stade ENV. Il sera supprimé et sa rédaction transférée au TC 104/SC 2 «Exécution des structures en béton».

(102) Il convient que tout écart notable par rapport aux prévisions des procédures de construction, aux valeurs prévues des tolérances, de la température ambiante, des charges ou des déplacements donne immédiatement lieu à une révision complète du programme de mise en œuvre des câbles.

(103) Il convient qu'un contrôle permanent de la mise en œuvre des haubans soit exercé, incluant la vérification et l'enregistrement de l'alignement du tablier et du pylône ainsi que de la température ambiante.

Il convient qu'un dossier complet soit constitué, donnant les tensions finales, le réglage final en niveau et la température ambiante relevée durant ces mesures.

(104) Il convient d'analyser et de corriger tout écart au delà des  $[\pm 2,5 \ %]$  par rapport aux tensions finales des haubans prévues par le programme d'installation.

(105) Il convient que l'amplitude de réglage admise dans les dispositifs d'ancrage soit préalablement spécifiée.

Il convient que tout ajustement nécessaire visant à la réduction de la tension d'un quelconque hauban puisse être effectué sans demander le relâchement de l'un quelconque des organes individuels internes d'ancrage du hauban.

### **A107.9 Opérations d'injection**

(101) En plus des règles énoncées en 6.3.4.6 (ENV 1992-1-1), il convient, le cas échéant, que les opérations d'injection soient exécutées conformément à ce qui suit.

(102) Il convient que les dénivelés d'injection des gaines en PEHD n'excèdent pas [35] mètres. Les premières injections sont limitées à [6] mètres.

(103) Il convient que la dernière injection soit suffisamment réduite pour limiter la possibilité de formation d'un vide en tête du hauban.

(104) Il convient que le diamètre du tube n'augmente pas de plus de [2 %] lors de l'injection.

Avant de procéder à une nouvelle phase d'injection, il convient de resserrer la gaine au droit du coulis durci, à la partie supérieure de la partie précédemment injectée.

### **A107.10 Essais de convenance des haubans**

(101) Il convient que la résistance à la fatigue des haubans, proposée pour chaque projet, soit établie au moyen d'essais de convenance adéquats.

Il convient que les corps d'épreuve soumis à ces essais soient munis des mêmes organes de d'ancrage des haubans définitifs, que leur injection soit effectuée dans les mêmes conditions et avec les mêmes types de gaines que ceux du système définitifs.

(102) Il convient que les essais reproduisent tout effet de flexion ou contrainte transversale susceptible de se produire dans les haubans.

(103) Des résultats d'essais antérieurs effectués sur des échantillons semblables en tous points aux haubans proposés pour un nouveau projet peuvent être considérés comme satisfaisants.

(104) Il convient que les performances des haubans soient conformes aux exigences minimales suivantes :

- les haubans doivent résister à  $[2 \cdot 10^6]$  cycles d'étendues de contrainte d'amplitude constante avec une contrainte maximale de  $[0,45] f_{pk}$  et une étendue de contraintes de  $[200] \text{ N/mm}^2$  ;
- durant l'essai, la section du hauban ne doit pas présenter plus de [2 %] de rupture et les organes d'ancrage ne doivent pas présenter d'anomalie ;
- après l'exécution de l'essai de fatigue, le corps d'épreuve chargé par paliers doit résister à un minimum de  $[0,90] f_{pk}$  sans rupture de l'un quelconque de ses composants.

### **A107.11 Bases du projet**

#### **A107.11.1 Généralités**

(101) Il convient que les actions thermiques soient prises en compte pour les vérifications aux états limites de service et de fatigue, en incluant les différences de température entre haubans (compte tenu de la couleur de ceux-ci) tablier et pylônes, ainsi que les gradients thermiques affectant le tablier et les pylônes.

### **A107.11.2 États-limites ultimes**

(101) Il convient que la résistance à la traction des haubans soit vérifiée sous les combinaisons d'actions des états-limites ultimes avec un coefficient de sécurité partiel  $\gamma_s = [1,5]$  appliqué à la résistance à la traction caractéristique,  $f_{pk}$ , de l'acier de précontrainte.

### **A107.11.3 États-limites de service**

(101) Il convient que la contrainte de traction des haubans ne dépasse pas  $[0,45] f_{pk}$  sous combinaison fréquentes d'actions.

### **A107.11.4 État-limite ultime de fatigue**

(101) La rupture par fatigue des haubans est généralement due à des effets localisés au voisinage des ancrages, des selles et des organes de couplage et, lorsque c'est possible, il convient d'effectuer une vérification au moyen d'essais.

(102) À l'exception des passerelles, il convient que les principaux éléments tendus des haubans soient vérifiés à la fatigue.

(103) Il convient que la vérification à l'état-limite ultime de fatigue soit effectuée avec les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour la vérification de la résistance à la fatigue des autres éléments du pont.

(104) Il convient que l'étendue de contrainte dans les haubans correspondant à la combinaison de charges de fatigue inclue les contraintes de flexion additionnelles dues aux rotations des ancrages.

(105) Il convient que la vérification à la fatigue de l'acier de précontrainte soit effectuée conformément au sous-article 4.3.7.5 de la présente Partie 2.

## **A107.12 Limitation de l'endommagement dû à une action accidentelle**

(101) Il convient que le risque d'effondrement de l'ouvrage consécutif à la rupture d'un ou de plusieurs haubans du fait d'une action accidentelle telle qu'un choc, un incendie ou l'explosion d'un véhicule, soit estimé.

(102) Sauf spécification différente, les règles d'application ci-dessous peuvent être employées.

(103) Il convient de vérifier que dans le cas de rupture de tous les haubans d'une nappe sur une longueur de [20] m du pont, celui-ci ne risque pas de s'effondrer sous la combinaison accidentelle d'actions, en prenant un coefficient partiel de sécurité  $\gamma_s$  égal à [1,3] pour l'acier de précontrainte.

(104) Il convient que le dimensionnement de l'ouvrage permette l'enlèvement temporaire de l'un quelconque des haubans sans qu'il y ait pour autant lieu de réduire les charges de trafic durant le remplacement du hauban.