

Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale

Partie 2 : Ponts mixtes

E : Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures —
Part 2: Composite bridges

D : Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken
aus Stahl und Beton — Teil 2: Verbundbrücken

Norme expérimentale

publiée par AFNOR en décembre 2000.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à AFNOR avant le 30 décembre 2002.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la Prénorme européenne ENV 1994-2:1997 et intègre les adaptations nationales relatives à cette ENV.

Analyse

Le présent document donne des dispositions supplémentaires pour le calcul des structures de ponts mixtes acier-béton pour une utilisation en conjonction avec l'EN 1994-1-1.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : construction métallique, structure en béton, acier de construction, béton, pont, conception, calcul, matériau, résistance des matériaux, résistance à la fatigue, raccordement, poutre, dalle.

Modifications

Corrections



Membres de la commission de normalisation

Président : M RAOUL

Secrétariat : M BEGUIN — CTICM

M	ANTROPIUS	MONOPANEL
M	ARIBERT	INSA RENNES
M	ASHTARI	CETEN/APAVE
M	BEGUIN	CTICM
M	BITAR	CTICM
M	BROZZETTI	CTICM
M	BUJ	SETRA
M	CAUSSE	BOUYGUES TP
M	CORTADE	
M	CRETON	BNS
M	D. MARTIN	SNCF
M	DOURY	CSTB
M	DUFOSSE	HAIRONVILLE S.A
M	ETIENNE	M.E.L.T. / D.A.E.I.
MME	FERNANDEZ	AFNOR
M	FLEURY	RICHARD-DUCROS
M	FOURE	CEBTP
M	GAULIARD	SYNDICAT DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE DE FRANCE
M	GOURMELON	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES
M	GRASMUCK	ATEIM
M	GRIMAULT	TUBEUROP FRANCE
M	GROSJEAN	SNBATI
M	HUVET	HAIRONVILLE S.A
M	JOUNEAU	MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT, DU TRANSPORT ET DU TOURISME / DAEI / BN
M	KRETZ	LCPC
M	KRUPPA	CTICM
M	LACROIX	FREYSSINET
M	LEGERON	BNSR / SETRA — CTOA
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MATHIEU	IGPC
M	MATHIEU	EUROPROFIL
M	MAYERE	BUREAU VÉRITAS
M	MOREAU	SNPPA
M	MOUM	P.A.B.
M	PESCATORE	BNCM
M	RAOUL	SETRA
M	ROCHE	SETRA
M	SOKOL	P.A.B.
M	TRINH	CETEN/APAVE
M	ZHAO	BNCM

Ont participé en tant qu'experts au groupe de travail EC 4 partie 2 / DAN :

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

Secrétariat : P. BEGUIN

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

Avant-propos national

AP.1 Introduction

La présente norme française expérimentale, dénommée EC4-2 DAN, reproduit intégralement l'ENV 1994-2 (en clair l'Eurocode 4 partie 2, en abrégé l'EC4-2), approuvée par le Comité Européen de Normalisation (CEN) en tant que prénorme européenne (ENV).

La présente norme française expérimentale spécifie, en outre, les adaptations nationales qui ont été apportées à l'EC4-2 dont la réunion constitue le Document d'Application Nationale (en abrégé le DAN).

AP.2 Relations avec les normes P 18-711 (ENV 1992-1-1 + DAN), P 22-311 (ENV 1993-1-1 + DAN) et P 22-391 (ENV 1994-1-1 + DAN), ainsi qu'avec la norme P 06-103 (ENV 1991-3)

- a) Il y a lieu de se reporter aux normes expérimentales P18-711-0 (ENV 1992-1-1:1991 ou Eurocode 2 partie 1-1), P 22-311-0 (ENV 1993-1-1:1992 ou Eurocode 3 partie 1-1) et P22-391-0 (ENV 1994-1-1:1992 ou Eurocode 4 partie 1-1) pour obtenir les informations générales applicables à toutes les parties et, en particulier, connaître les conventions de présentation relatives au DAN ;
- b) la présente norme française expérimentale donne des dispositions supplémentaires pour le calcul des ponts mixtes acier-béton pour une utilisation en conjonction avec les ENV 1992-1-1, ENV 1993-1-1 et ENV 1994-1-1, ainsi qu'avec les autres parties des Eurocodes qui y font référence ;
- c) en ce qui concerne les coefficients partiels γ_M , les valeurs à prendre pour les calculs sont prioritairement celles définies dans la présente partie 2 de l'Eurocode 4. Les valeurs non définies dans la partie 2 de l'Eurocode 4 seront à prendre prioritairement dans les parties 2 des Eurocodes 2 et 3, ensuite dans les parties 1.1 des Eurocodes 2, 3 et 4 ;
- d) en ce qui concerne les coefficients partiels appliqués aux actions (γ_F) et les coefficients ψ , il y a lieu de se référer à l'ENV 1991-3, annexes C, D et G.

AP.3 Modalités d'application

AP.3.1 Domaine et principes d'application

Le domaine d'application de l'EC4-2-DAN couvre la construction des ponts mixtes acier-béton.

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

L'ENV 1994-2-DAN est essentiellement destinée à la contractualisation dans certains marchés publics, dans un but expérimental souligné dans les indications données en AP.3.3.

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

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

L'attention des utilisateurs est en outre attirée sur le fait que des invalidations renvoient sur des règles d'application nationales ou peuvent nécessiter des compléments.

AP.3.2 La référence aux textes normatifs

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

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

Dans le cadre de l'application de la norme française expérimentale, on se référera aux normes répertoriées dans la partie droite de l'article AP.4. En l'absence de normes européennes, il est fait appel, pour l'essentiel aux normes nationales. Il n'a pas été jugé nécessaire, chaque fois que l'EC4-2 fait référence à une norme (européenne ou ISO) de mentionner dans le corps même du DAN, la (les) norme(s) nationale(s) équivalente(s). À charge pour l'utilisateur de retrouver celle(s)-ci dans l'article AP.4 par une lecture allant de la gauche vers la droite.

AP.3.3 Modalités contractuelles

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

- pour les marchés publics, dans le Cahier des Clauses Administratives Particulières à l'article 2 — où la liste des pièces générales rendues contractuelles mentionnera la norme française expérimentale et en cas d'utilisation partielle les parties de celle-ci à considérer — et à l'article 10 — qui indiquera la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales ;
- pour les marchés SNCF, dans le Cahier des Prescriptions spéciales (CPS) ;
- pour les marchés privés, dans des documents particuliers du marché tels que définis dans la norme NF P 03-001, septembre 1991 (Cahier des Clauses Administratives Particulières, Cahier des Clauses Spéciales, Cahier des Clauses Techniques Particulières).

L'ENV 1994-2 faisant appel implicitement à :

- l'ENV 1991-3 «Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et Document d'Application Nationale — Partie 3 : Charges sur les ponts dues au trafic» ;
- l'ENV 1992-1-1 «Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et Document d'Application Nationale — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiment» ;
- l'ENV 1993-1-1 «Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiment» ;
- l'ENV 1994-1-1 «Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments» ;
- l'ENV 1992-2 «Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et Document d'Application Nationale — Partie 2 : Ponts en béton» ;
- l'ENV 1993-2 «Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale — Partie 2 : Ponts métalliques» ;

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 1994-2-DAN est essentiellement destiné à la contractualisation dans certains marchés publics, dans un but expérimental.

AP.3.4 Modalités d'expérimentation

L'ENV 1994-2 a été approuvé par le CEN en août 1997.

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

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

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

Évolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC4-2 DAN mette en évidence certains problèmes relatifs à l'applicabilité du document, conduisant la CNCMIX 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 BNCM.

AP.4 Liste des normes et textes normatifs de référence

Le présent article a pour objet de donner la liste des normes et autres textes normatifs auxquels il y a lieu de se référer pendant la phase d'expérimentation de l'EC4-2 DAN.

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

Normes européennes ou internationales publiées		Normes pouvant être appliquées avec l'ENV	
Désignation	Intitulé	Désignation	Intitulé
ENV 1090 Partie 1 Partie 5	Exécution des structures en acier ; Règles générales et règles pour les bâtiments. Exécution des structures en acier ; Règles supplémentaires pour les ponts et les plaques planes.	Fascicule 66 Livret 2.32	Marchés publics ; Fascicule 66 du CCTG « Exécution des ouvrages de Génie Civil à ossature en acier ». Marchés SNCF ; Cahier des prescriptions communes de la SNCF, livret 2.32 « Exécution des ponts et charpentes métalliques et mixtes ».
ENV 1991 Partie 1 Partie 2.1 Partie 2.4 Partie 2.5 Partie 2.6 Partie 2.7 Partie 3	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions exercées sur les structures. Bases de calcul ; Actions sur les structures. Poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation ; Charges de vent ; Actions thermiques ; Charges et déformations imposées en cours d'exécution ; Actions accidentelles ; Charges sur les ponts dues au trafic.	XP ENV 1991-1 XP ENV 1991-2-1 XP ENV 1991-2-4 Selon le calendrier des publications XP ENV 1991-3	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions exercées sur les structures et document d'application nationale ; Partie 1 : Bases de calcul ; Partie 2.1 : Actions sur les structures. Poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation ; Partie 2.4 : Charges de vent ; En l'attente de la parution des ENV-DAN correspondants, se référer aux documents du marché. Partie 3 : Charges sur les ponts dues au trafic.
ENV 1992 Partie 1.1 Partie 1.3 Partie 1.4 Partie 1.5 Partie 1.6 Partie 2	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton ; Règles générales et règles pour les bâtiments ; Éléments et structures en béton préfabriqué ; Béton de granulats légers à structure fermée ; Structures précontraintes par armatures extérieures ou non adhérentes ; Structures en béton non armé ; Ponts en béton.	NF P18 711 XP ENV 1992-1-3 XP ENV 1992-1-4 XP ENV 1992-1-5 XP ENV 1992-1-6 XP ENV 1992-2	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton et document d'application nationale ; Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments ; Partie 1.3 : Éléments et structures en béton préfabriqué ; Partie 1.4 : Béton de granulats légers à structure fermée ; Partie 1.5 : Structures précontraintes par armatures extérieures ou non adhérentes ; Partie 1.6 : Structures en béton non armé. Partie 2 : Ponts en béton.
ENV 1993 Partie 1.1	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier ; Règles générales et règles pour les bâtiments ;	NF P 22-311	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier et document d'application nationale ; Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments ;

Normes européennes ou internationales publiées		Normes pouvant être appliquées avec l'ENV	
Désignation	Intitulé	Désignation	Intitulé
Partie 1.3	Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formées à froid ;	XP ENV 1993-1-3	Partie 1.3 : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formées à froid ;
Partie 1.5	Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan ;	XP ENV 1993-1-5	Partie 1.5 : Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies en non, chargées dans leur plan ;
Partie 2	Ponts métalliques.	XP ENV 1993-2	Partie 2 : Ponts métalliques.
ENV 1994	Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes en acier et béton :		Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes en acier et béton et document d'application nationale :
Partie 1.1	Règles générales et règles pour les bâtiments.	NF P 22-391	Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
ENV 1997-1	Eurocode 7 : Calcul géotechnique :		Eurocode 7 : Calcul géotechnique et document d'application nationale :
Partie 1	Règles générales.	XP ENV 1997-1	Partie 1 : Règles générales.
ENV 1998-2	Eurocode 8 : Conception et calcul des structures pour leur résistance aux séismes :		Marchés publics : Guide AFPS 1992 pour la protection parasismique des ponts.
Partie 2	Ponts		Marchés SNCF : Livret 2.01 — chapitre 8 : règles parasismiques.
		A 89 020-1 Août 1992	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage — Épreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage à l'arc des éléments de fixation — Partie 1 : Goujons connecteurs soumis à la fatigue dans les ouvrages.
		A 89 020-2 Décembre 1993	Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage — Épreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage électrique à l'arc des éléments de fixation — Partie 2 : Goujons connecteurs non soumis à la fatigue dans les constructions mixtes.
		A 89 021-1 Décembre 1994	Fabrication d'assemblages soudés — Soudage électrique à l'arc des éléments de fixation — Partie 1 : Goujons connecteurs de diamètre supérieur ou égal à 6 mm.
		XP A 89 022 Janvier 1997	Soudage — Soudage électrique à l'arc des éléments de fixation — Classes d'exécution, étendue des contrôles et essais, critères d'acceptation des défauts pour le soudage en production des goujons et des éléments de fixation.

ICS : 91.010.30 ; 91.080.10 ; 91.080.40 ; 93.040.

Descripteurs : génie civil, structure en béton, construction en acier, ponts, dimensionnement, codes de construction, calculs.

Version française

**Eurocode 4 —
Calcul des structures mixtes acier-béton —
Partie 2 : Ponts mixtes**

Eurocode 4 —
Bemessung und Konstruktion
von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton —
Teil 2: Verbundbrücken

Eurocode 4 —
Design of composite steel
and concrete structures —
Part 2: Composite bridges

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 11 août 1997 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

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

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

CEN

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

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

Sommaire

	Page
Avant-propos	6
1 Généralités	9
1.1 Domaine d'application	9
1.1.2 Domaine d'application de l'ENV 1994-2:1997	9
1.1.3 Autres Parties de l'ENV 1994	9
1.2 Distinction entre Principes et Règles d'application	9
1.3 Hypothèses	9
1.4 Définitions	10
1.4.2 Termes particuliers utilisés dans la présente Partie	10
1.4.3 Autres définitions	10
1.5 Unités S.I.	11
1.6 Symboles utilisés dans la Partie 2	11
1.6.1 Généralités	11
1.6.2 Majuscules latines	11
1.6.3 Majuscules grecques	12
1.6.4 Minuscules latines	12
1.6.5 Minuscules grecques	12
1.6.6 Indices	13
1.6.7 Utilisation des indices	14
1.6.8 Conventions concernant les axes des éléments	14
1.7 Références normatives	14
2 Bases de calcul	16
2.2 Définitions et classifications	16
2.2.1 États limites et situations de projet	16
2.2.2 Actions	17
2.2.5 Dispositions de charges et cas de charge	17
2.3 Exigences	18
2.3.1 Généralités	18
2.3.2 États limites ultimes, incluant la fatigue	18
2.3.3 Coefficients partiels pour les états limites ultimes, incluant la fatigue	18
2.3.4 États limites de service	19
2.4 Durabilité	20
3 Matériaux	20
3.1 Béton	20
3.1.1 Généralités	20
3.1.2 Classes de résistance du béton	20
3.1.3 Retrait du béton	20
3.1.4 Déformabilité du béton — théorie élastique	21
3.1.5 Déformabilité du béton — autres théories	21
3.1.6 Dilatation thermique	21
3.2 Acier de béton armé	21
3.2.1 Généralités	21
3.2.2 Types d'acier	22
3.2.4 Module d'élasticité	22
3.3 Acier de construction	22
3.3.1 Généralités et objet	22
3.3.2 Limite d'élasticité	22
3.3.3 Dimensions, masse et tolérances	22
3.3.4 Ténacité à la rupture	22
3.4 Tôles profilées en acier pour dalles mixtes	23

Sommaire (suite)

	Page
3.5	Connexion 23
3.5.2	Connecteurs 23
3.6	Acier de précontrainte et accessoires de précontrainte 23
4	États limites ultimes 23
4.1	Bases 23
4.1.1	Généralités 23
4.1.2	Poutres (ne s'applique pas) 24
4.1.3	Poteaux mixtes, ossatures et assemblages (ne s'applique pas) 24
4.2	Caractéristiques des sections transversales des poutres 24
4.2.1	Section efficace 24
4.2.2	Largeur efficace des membrures et largeur efficace des dalles, tenant compte du traînage de cisaillement 25
4.2.3	Rigidité de flexion 27
4.3	Classification des sections transversales de poutres 28
4.3.1	Généralités 28
4.3.2	Classification des membrures en acier comprimées 28
4.3.3	Classification des âmes en acier 28
4.4	Résistance des sections transversales de poutres 29
4.4.1	Moment fléchissant 29
4.4.2	Effort tranchant 32
4.4.3	Flexion, effort normal et effort tranchant 32
4.4.4	Résistance au voilement par cisaillement (ne s'applique pas) 32
4.4.5	Interaction entre flexion et voilement par cisaillement (ne s'applique pas) 32
4.4.6	Voilement des âmes induit par les membrures 32
4.5	Analyse globale pour les structures de ponts 32
4.5.1	Généralités 32
4.5.2	Analyse plastique (ne s'applique pas) 33
4.5.3	Analyse élastique 33
4.5.4	Analyse globale non linéaire 34
4.6	Déversement des poutres mixtes 35
4.6.1	Généralités 35
4.6.2	Flambement latéral des poutres comportant des sections de Classe 1 ou 2 35
4.6.3	Effets des cadres transversaux 35
4.7	Éléments tendus dans les ponts mixtes 35
4.7.1	Généralités 36
4.7.2	Éléments tendus en béton 36
4.7.3	Éléments tendus mixtes 37
4.8	Éléments comprimés mixtes 37
4.8.1	Objet 37
4.8.2	Méthode générale de calcul 37
4.8.3	Méthode de calcul simplifiée 38
4.9	Sollicitations dans les ossatures pour les bâtiments (ne s'applique pas) 38
4.10	Assemblages mixtes dans les ossatures contreventées de bâtiment (ne s'applique pas) 38
4.11	Poutres-caissons 38
4.12	Fatigue 39
4.12.1	Généralités 39
4.12.2	Chargement de fatigue et coefficients partiels 39
4.12.3	Sollicitations 39
4.12.4	Contraintes et étendue de contraintes $\Delta\sigma_E$ 40
4.12.5	Résistance à la fatigue 41
4.12.6	Évaluation simplifiée 41

Sommaire (suite)

	Page
5 États limites de service	42
5.1 Généralités	42
5.1.1 Objet	42
5.1.2 Classification des structures	42
5.1.3 Analyse globale pour les états limites de service	42
5.1.4 Calcul des contraintes dans les sections transversales	43
5.2 Limitation des contraintes	44
5.3 Maîtrise de la fissuration et de la décompression	44
5.3.1 Généralités	44
5.3.2 Armatures minimales	45
5.3.3 Maîtrise de la fissuration	47
5.3.3 Contrôle de la fissuration	50
5.4 Déformations	51
5.5 Vibration	51
6 Connexion	51
6.1 Généralités	51
6.1.1 Bases de calcul	51
6.1.2 Capacité de déformation des connecteurs	52
6.1.3 États limites de service	52
6.1.4 États limites ultimes autres que la fatigue	53
6.1.5 Évaluation de la fatigue fondée sur des étendues de contraintes nominales	53
6.1.6 Situations de projet transitoires en cours d'exécution	55
6.2 Effort de cisaillement longitudinal	55
6.2.1 Généralités	55
6.2.2 États limites de service, et fatigue	55
6.2.3 États limites ultimes, autres que la fatigue, pour les éléments de Classes 1 ou 2	56
6.2.3 I États limites ultimes, autres que la fatigue, pour la connexion	57
6.2.4 Effets locaux d'un effort de cisaillement longitudinal concentré	58
6.2.5 Effets de la température	60
6.2.6 Retrait modifié par le fluage	60
6.3 Résistance de calcul des connecteurs	61
6.3.1 Généralités	61
6.3.2 Goujons dans des dalles pleines	61
6.3.3 Goujons à tête utilisés avec des tôles profilées en acier	62
6.3.4 Boucles dans des dalles pleines	62
6.3.6 Connecteurs en butée avec boucles dans des dalles pleines	63
6.3.8 Résistance à la fatigue des goujons dans des dalles pleines	63
6.4 Dispositions constructives de la connexion	64
6.4.1 Recommandations générales	64
6.4.2 Goujons	66
6.4.3 Goujons à tête utilisés avec des tôles profilées en acier	66
6.4.5 Arceaux	66
6.5 Boulons à serrage contrôlé	66
6.6 Armatures transversales	67
6.6.1 Cisaillement longitudinal dans la dalle	67
6.6.2 Résistance de calcul au cisaillement longitudinal	68
6.6.3 Contribution des tôles profilées en acier	68
6.6.4 Armatures transversales minimales dans les dalles pleines coulées sur chantier	68
6.6.5 Fendage longitudinal	68
7 Dalles mixtes coulées sur tôles profilées en acier et plaques mixtes	69
7.1 Généralités	69
7.1.1 Objet	69

Sommaire (fin)

		Page
7.7	Plaques mixtes	69
7.7.1	Généralités	69
7.7.2	Calcul pour les effets locaux	69
7.7.3	Calcul pour les effets généraux	69
7.7.4	Calcul des connecteurs	70
8	Tabliers comportant des dalles de béton préfabriquées	71
8.1	Généralités	71
8.2	Actions	72
8.3	Coefficients partiels pour les matériaux	72
8.4	Calcul, analyse et dispositions constructives de la dalle de couverture	72
8.5	Joints entre poutre en acier et dalle de béton	72
8.5.1	Scellement et tolérances	72
8.5.2	Corrosion	72
8.5.3	Connexion et armatures transversales	72
8.6	Plancher en béton calculé pour un chargement horizontal	73
9	Exécution	73
9.1	Déroulement des phases de construction	73
9.4	Précision en cours de construction, et contrôle de la qualité	73
9.4.1	Flèche pendant et après le bétonnage	73
9.4.3	Connexion	73
9.4.4	Dalles mixtes avec tôles profilées en acier	74
10	Dimensionnement assisté par des essais	74
10.1	Généralités	74
10.3	Essais des dalles de plancher mixtes	74
Annexe K (normative) Tabliers à poutrelles enrobées		75
Annexe L (informative) Effets de la participation du béton tendu entre fissures dans les ponts mixtes		81

Avant-propos

remp.

Objectifs des Eurocodes

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

Historique du programme des Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) eut l'initiative de démarrer le travail d'établissement d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil, règles destinées à être utilisées, au début, comme alternative aux différentes règles en vigueur dans les différents états membres et, ultérieurement, à les remplacer. Ces règles techniques se sont fait connaître sous le nom «d'Eurocodes structuraux».
- (5) En 1990, après consultation de ses états membres, la CCE a transféré le travail d'élaboration, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes Structuraux au CEN, 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 des Eurocodes

- (7) Les travaux sont 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 : Calcul et dispositions concernant la résistance parasismique des structures* ;
 - EN 1999, *Eurocode 9 : Calcul des structures en alliages d'aluminium*.
- (8) Des sous-comités distincts ont été constitués par le CEN/TC 250 pour les différents Eurocodes énoncés ci-dessus.

- (9) La présente partie de l'ENV 1994 est publiée par le CEN en tant que Prénorme Européenne (ENV) pour une durée de vie initiale de trois ans.
- (10) La présente prénorme est destinée à une application expérimentale et est soumise à commentaires.
- (11) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre des commentaires formels qui seront pris en compte dans la détermination des actions futures.
- (12) Dans l'intervalle, les réactions et commentaires concernant la présente prénorme devront être adressés au Secrétariat du sous-comité CEN/TC 250/SC4 à l'adresse suivante :

National Standards Authority of Ireland
Glasvenin
Dublin 9
Irlande
Téléphone : 353 1 807 38 00
Télécopie : 353 1 807 38 38

ou à l'organisme de normalisation national.

Documents d'Application Nationale

- (13) Dans l'optique des responsabilités incombant aux autorités des pays membres en ce qui concerne la sécurité, la santé, et autres domaines couverts par les exigences essentielles de la Directive sur les Produits de Construction (DPC), certains éléments de sécurité figurant dans la présente ENV ont été affectés de valeurs indicatives identifiées par . Il appartient aux autorités de chaque pays membre de revoir les «valeurs encadrées», et elles ont la faculté de substituer des valeurs alternatives définitives pour ces éléments de sécurité en vue de l'application nationale.
- (14) Certaines normes européennes ou internationales de référence indispensables peuvent ne pas être disponibles à la publication de la présente prénorme. Il est par conséquent prévu qu'un Document d'Application Nationale (DAN) donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité faisant références aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de la présente prénorme, soit publié dans chaque état membre ou son organisme de normalisation.
- (15) Il est prévu que la présente prénorme soit utilisée complètement avec le DAN en vigueur dans le pays où doit se situer le pont.

Points spécifiques à la présente Prénorme

- (16) Le domaine d'application de l'Eurocode 4 est défini en 1.1 de l'ENV 1994-1-1:1992 et celui de la présente partie de l'Eurocode 4 est défini en 1.1.2.
- (17) Les ponts sont essentiellement des ouvrages publics, pour lesquels :
- la Directive Européenne 93-37/CEC sur les Contrats de Travaux Publics est particulièrement appropriée, ; et
 - les autorités publiques assument des responsabilités en tant que propriétaires.
- Dans ce contexte, la présente Prénorme a été établie avec deux objectifs principaux :
- une étendue et une précision suffisantes pour une utilisation contractuelle ;
 - une flexibilité suffisante pour permettre aux parties concernées d'exercer pleinement leurs responsabilités techniques.
- (18) En raison des responsabilités assumées par les autorités concernées pour les ponts, la présente Partie est prévue pour être complétée, pour son application, par :
- les options et règles complémentaires générales devant être fournies par les Documents d'Application Nationale (DAN), voir (14) ; et
 - des spécifications modificatives et/ou complémentaires pour des projets particuliers.

Lorsque la présente Prénorme précise «*sauf spécification contraire*», cela signifie que les autorités concernées (à identifier, le cas échéant, dans le DAN spécifique) sont libres d'intervenir à l'un quelconque de ces deux niveaux. Il en va de même lorsque la présente Prénorme fait référence au «Maître d'Ouvrage», si le Maître d'Ouvrage n'est pas l'autorité concernée elle-même.

(19) En ce qui concerne le traitement de γ_M pour l'acier de construction, 0.5.2 de l'ENV 1994-1-1:1992 est applicable.

(20) Le cadre général et la structure de la présente Partie 2 correspondent à l'ENV 1994-1-1:1992. Cependant, l'ENV 1994-2:1997 contient des Principes et des Règles d'Application qui sont spécifiques aux ponts mixtes.

(21) Certains Principes et Règles d'Application de l'ENV 1994-1-1:1992 sont modifiés ou remplacés. Les nouvelles dispositions sont identifiées par les mentions *mod.* ou *rem.*, respectivement.

(22) Lorsqu'un nouveau Principe ou une nouvelle Règle d'Application est ajouté, il est identifié par la mention *add.*

(23) Tout alinéa, paragraphe ou article de l'ENV 1994-1-1:1992 qui n'est ni modifié ni remplacé est applicable. Ces dispositions ne sont pas répétées dans la présente ENV 1994-2:1997.

(24) Pour l'application de la présente Partie 2, on suppose que les parties concernées :

- choisissent dans l'ENV 1991-3:1995 les modèles de charge de trafic appropriés et prennent les décisions complémentaires nécessaires en ce qui concerne les actions ;
- définissent, en fonction du type de pont considéré (voir 1.1.2) et des conditions d'exposition à l'environnement, les critères de vérification pour les états limites de service.

1 Généralités

1.1 Domaine d'application

1.1.2 Domaine d'application de l'ENV 1994-2:1997

remp.

(1)P L'ENV 1994-2:1997 donne une base générale pour le calcul des ponts mixtes.

(2)P En outre, l'ENV 1994-2:1997 donne une base spécifique pour le calcul des éléments et structures mixtes destinés aux ponts, tels les ponts-routes, ponts-rails et passerelles, ainsi que des règles détaillées pour les structures de ponts mixtes tels les tabliers de ponts faits de dalles et de poutres, les poutres-caissons, les treillis et les poteaux qui supportent des tabliers de pont.

(2)A Certains ouvrages ne sont pas traités pour l'ensemble des calculs, par exemple : les ponts mobiles et les passerelles courbes.

(3) Aucune Règle d'application n'est donnée pour l'utilisation d'armatures de précontrainte non adhérentes ou pour les ponts à haubans.

(4)P Pour l'utilisation de dalles mixtes dans les ponts, voir 7.1.1.

(5)P Pour l'utilisation de tabliers à poutrelles enrobées, voir l'annexe K.

(6)P Des dispositions pour le calcul des câbles à haute résistance, des appareils d'appui et des joints de dilatation sont données dans les annexes A, B et E de l'ENV 1993-2:1997.

(7)P L'inclusion implicite d'un type de pont ou d'une forme de structure (tels que définis en 1.4.1(2)) n'implique pas que tous les détails du calcul sont couverts de façon exhaustive.

(8) Pour l'exécution des structures en acier, il convient de se reporter à l'ENV 1090-5.

1.1.3 Autres Parties de l'ENV 1994

1.1.3 ne s'applique pas.

1.2 Distinction entre Principes et Règles d'application

(1)P Les Principes sont identifiés par la lettre P suivant le numéro de paragraphe.
mod.

(2)P Dans la présente Partie, les Règles d'Application ont seulement un numéro de paragraphe, par exemple *mod* comme ce paragraphe.

NOTE Les tableaux et les figures ont le même statut que les paragraphes auxquels ils se rapportent.

1.3 Hypothèses

remp.

(1)P Les hypothèses formulées en 1.3(1) des ENV 1992-1-1:1991 et 1993-1-1:1992 sont applicables.

(2)P Les procédures de calcul ne sont valables que si les exigences concernant l'exécution et la mise en œuvre données dans la Section 9 sont également satisfaites.

(3)P Pour les valeurs numériques identifiées par , voir le paragraphe (13) de l'Avant-propos.

1.4 Définitions

1.4.2 Termes particuliers utilisés dans la présente Partie

rempl.

1.4.2.1 Ossature : Structure, ou partie de structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux charges. Ce terme se réfère aussi bien aux ossatures planes qu'aux ossatures tridimensionnelles.

1.4.2.2 Tablier à poutrelles enrobées : voir K.1(1)P.

1.4.2.3 Élément mixte : Élément structural comportant des composants en béton et en acier de construction ou en tôle formée à froid, assemblés par des connecteurs de façon à limiter le glissement longitudinal entre le béton et l'acier et éviter la séparation des composants.

1.4.2.4 Pont mixte : Pont dans lequel au moins certains éléments principaux sont des éléments mixtes.

1.4.2.5 Structure ou élément étayés : Structure ou élément où le poids des éléments en béton est appliqué sur les éléments en acier qui sont soutenus en travée jusqu'à ce que les éléments en béton soient capables de résister aux contraintes.

1.4.2.6 Structure ou élément non étayés : Structure ou élément où le poids des éléments en béton est appliqué sur les éléments en acier qui ne sont pas soutenus en travée.

1.4.2.7 Connexion : Liaison entre les composants en béton et en acier d'un élément mixte, possédant une résistance et une rigidité suffisantes pour permettre aux deux composants d'être calculés comme parties d'un élément structural unique.

NOTE Le concept de connexion partielle tel qu'il est utilisé dans l'ENV 1994-1-1:1992 n'est pas applicable aux ponts.

À l'exception des dispositions mentionnées en 4.8.2 et dans l'annexe K, le terme connexion désigne une liaison mécanique de cisaillement qui ne fait pas appel à de l'adhérence ou à un collage au niveau des interfaces entre acier et béton.

1.4.2.8 Poteau mixte : Élément mixte soumis principalement à la compression et à la flexion. Seuls les poteaux comportant des sections transversales des types définis en 4.8.1 sont traités dans le présent Eurocode.

1.4.2.9 Poutre mixte : Élément mixte soumis principalement à la flexion.

1.4.2.10 Poutre mixte continue : Poutre comportant au moins trois appuis, où la section en acier est soit continue sur les appuis intermédiaires soit assemblée par des assemblages rigides et à pleine résistance, et dont les conditions d'appui sont telles que l'on puisse considérer que les appuis ne transmettent aucun moment fléchissant significatif à la poutre.

1.4.2.11 Analyse globale : Détermination d'un ensemble cohérent de sollicitations dans une structure qui sont en équilibre par rapport à un ensemble défini particulier d'actions agissant sur la structure, et qui sont fondées sur les caractéristiques des matériaux.

1.4.2.12 Gabarit : Hauteur maximale autorisée pour les véhicules circulant sous un pont, qui doit rester inférieure à la hauteur libre (ou tirant d'air).

1.4.2.13 Dalle mixte : Élément mixte soumis principalement à la flexion, composé d'une tôle mince en acier connectée à une dalle en béton, et dont la longueur et la largeur sont très supérieures à l'épaisseur.

1.4.3 Autres définitions

add.

(1)P Les définitions de 1.4 de l'ENV 1991-3:1995 s'appliquent.

(2)P Les définitions de 1.4 de l'ENV 1992-2:1996 s'appliquent.

(3)P Les définitions de 1.4 de l'ENV 1993-2:1997 s'appliquent.

(4)P Pour les vérifications concernant la fatigue, les définitions données en 9.1.5 de l'ENV 1993-1-1:1992 s'appliquent.

(5)P Les définitions de 1.4 de l'ENV 1993-1-5:1997 s'appliquent.

(6) Pour les effets isostatiques et hyperstatiques de retrait et de température différentielle, voir 2.2.2.1(4) de l'ENV 1994-1-1:1992.

1.5 Unités S.I.

(2) Pour les calculs, les unités suivantes sont recommandées :

mod.

- Forces et charges : kN ou MN
- masse unitaire : kg/m^3
- poids unitaire : kN/m^3
- contraintes et résistances : N/mm^2 (= MN/m^2 ou MPa)
- moments (flexion ...) kNm ou MNm

1.6 Symboles utilisés dans la Partie 2

remp.

1.6.1 Généralités

(1) Seuls les principaux symboles sont définis dans la présente Section. Les symboles qui ne sont utilisés que dans de petites parties du présent Eurocode sont définis là où ils apparaissent.

NOTE La liste de symboles suivante comprend les principales combinaisons de symboles et d'indices utilisées dans le présent Eurocode. Cette liste ne comprend pas de symboles qui ne sont utilisés qu'une fois, ni les symboles qui sont utilisés dans les ENV 1992-2:1996, ENV 1993-2:1997 et ENV 1993-1-5:1997 mais qui ne sont pas utilisés directement dans la présente Partie.

NOTE La notation utilisée est fondée sur l'ISO 3898:1987.

1.6.2 Majuscules latines

- A Action accidentelle ; Aire
- C Valeur fixe ; Facteur, Coefficient
- E Effet d'actions ; Module d'élasticité longitudinale
- F Action ; Force
- G Action permanente ; Module d'élasticité transversale (au cisaillement)
- I Moment d'inertie de flexion
- K Coefficient de rigidité (I/L)
- L Longueur ; Portée ; Longueur d'épure
- M Moment (en général) ; Moment fléchissant
- M_{Rd} Valeur de calcul du moment fléchissant résistant
- M_{Sd} Valeur de calcul du moment fléchissant sollicitant
- N Effort normal ; Nombre de connecteurs ; Nombre de cycles
- P Précontrainte
- P_R Résistance au cisaillement d'un connecteur
- Q Action variable

<i>R</i>	Résistance
<i>S</i>	Sollicitations (avec indices <i>d</i> ou <i>k</i>)
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Module d'inertie
<i>X</i>	Valeur d'une caractéristique d'un matériau

1.6.3 Majuscules grecques

Δ	Différence de ... (précède un symbole principal)
----------	--

1.6.4 Minuscules latines

<i>a</i>	Distance ; Donnée géométrique ; Constante
<i>b</i>	Largeur
<i>c</i>	Distance ; Saillie ; Épaisseur d'enrobage par le béton
<i>d</i>	Diamètre ; Hauteur/profondeur
<i>e</i>	Excentricité
<i>f</i>	Résistance (d'un matériau)
f_{ck}	Résistance caractéristique à la compression du béton
f_{sk}	Limite d'élasticité caractéristique en traction des armatures
f_u	Résistance à la rupture en traction spécifiée du matériau d'un goujon, boulon, rivet,...
f_y	Limite d'élasticité en traction nominale de l'acier de construction
f_{yp}	Limite d'élasticité caractéristique (nominale) en traction d'une tôle profilée en acier
<i>h</i>	Hauteur
<i>i</i>	Rayon de giration
<i>k</i>	Coefficient ; Facteur
<i>l</i>	(ou ℓ ou L) Longueur ; Portée ; Longueur de flambement (Remarque : la lettre <i>l</i> peut être remplacée par L ou par ℓ (manuscrite) pour certaines longueurs ou pour éviter une confusion avec le chiffre 1).
<i>m</i>	Coefficient propre aux dalles mixtes ; Constante de pente d'une courbe de résistance à la fatigue
<i>n</i>	Coefficient d'équivalence
<i>r</i>	Rayon
<i>s</i>	Espacement ; Distance
<i>v</i>	Effort tranchant longitudinal par unité de longueur
<i>w</i>	Largeur de fissure
<i>xx, yy, zz</i>	Axes orthonormés

1.6.5 Minuscules grecques

α	Angle ; Rapport ; Coefficient de dilatation thermique linéaire ; Facteur
β	Angle ; Rapport ; Facteur
γ	Coefficient partiel (toujours accompagné de l'indice approprié, par exemple $F, G, Q, A, M, Ma, a, ap, c, s, v, Rd$)
δ	Rapport de contribution de l'acier ; Flèche
ε	Déformation unitaire ; Coefficient

η	Coefficient
θ	Angle ; Pente
λ	(ou $\bar{\lambda}$) Facteur pour l'étendue de contraintes ; Rapport d'élançement
μ	Coefficient de frottement ; Rapport de moments
ν	Coefficient de Poisson (nu)
ρ	Masse unitaire ; Taux d'armature
τ	Contrainte de cisaillement
ϕ	Diamètre d'une barre d'armature
χ	Coefficient réducteur (pour le flambement)
ψ	Facteurs définissant des valeurs représentatives d'actions variables (psi) ; Rapport de contraintes
ξ	Rapport de résistances d'adhérence

1.6.6 Indices

<i>A</i>	Accidentel
<i>a</i>	Acier de construction
<i>b</i>	Flambement ; Boulon ; Poutre ; Bas/inférieur
<i>c</i>	Compression ; Béton ; Section transversale mixte
<i>cr</i>	(ou <i>crit</i>) Critique ; Fissuration
<i>cs</i>	Retrait du béton
<i>d</i>	de Calcul
<i>dst</i>	Déstabilisant
<i>eff</i>	Efficace (participante)
<i>E</i>	Équivalent
<i>e</i>	Efficace (avec un autre indice)
<i>el</i>	Élastique
<i>f</i>	Membrure ; Fatigue
<i>F</i>	Fatigue
<i>G</i>	Permanent (se rapportant à des actions)
<i>h</i>	Renformis ou gousset ; Horizontal
<i>i</i>	Indice (remplaçant un chiffre)
<i>inf</i>	Inférieur ; Bas
<i>k</i>	Caractéristique
<i>l</i>	(ou \nearrow) Longitudinal
<i>LT</i>	Déversement (en anglais Lateral-torsion)
<i>M</i>	Matériau
<i>m</i>	Prenant en compte l'effort axial ; Moyen
<i>nom</i>	Nominal
<i>P</i>	Précontrainte
<i>p</i>	(éventuellement ajouté à a) Tôles profilées en acier
<i>pl</i>	Plastique

<i>Q</i>	Variable (se rapportant à des actions)
<i>R</i>	Résistance
<i>r</i>	Réduit
<i>S</i>	Sollicitation (force/moment)
<i>s</i>	Acier de béton armé
<i>se</i>	Négligeant le béton dans le calcul des contraintes
<i>st</i>	Acier
<i>stb</i>	Stabilisant
<i>sup</i>	Supérieur ; Haut
<i>t</i>	Tension/Traction ; Transversal ; Haut/supérieur
<i>ten</i>	Traction
<i>ts</i>	Participation du béton tendu entre fissures
<i>u</i>	Ultime
<i>v</i>	Vertical ; Concernant la connexion
<i>w</i>	Ame
<i>x</i>	Axe longitudinal d'un élément
<i>y</i>	Axe principal d'inertie d'une section transversale
<i>z</i>	Bras de levier
0, 1, 2, etc.	Valeurs particulières

1.6.7 Utilisation des indices

(1) Il convient de se reporter à 1.6.6 de l'ENV 1993-1-1:1992.

1.6.8 Conventions concernant les axes des éléments

(1) Il convient de se reporter, selon le cas, à 1.6.7 de l'ENV 1993-1-1:1992.

1.7 Références normatives

add.

(1) La présente Prénorme Européenne intègre, par référence datée ou non, des dispositions provenant d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés du texte et les publications sont indiquées ci-dessous. En ce qui concerne les références datées, les révisions ou amendements ultérieurs de ces publications ne s'appliquent à la présente Prénorme Européenne que lorsqu'ils y sont intégrés par amendement ou révision. Pour les références non datées, c'est l'édition la plus récente de la publication concernée qui s'applique.

(2) Lors de l'utilisation de l'ENV 1994-2:1997, il convient de se reporter aux ENV suivantes, selon le cas :

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

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

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

ENV 1991-2-1, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions exercées sur les structures — Partie 2.1 : Densités, poids propre et charges d'exploitation.*

ENV 1991-2-4, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions exercées sur les structures — Partie 2.4 : Charges de vent.*

ENV 1991-2-5, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions exercées sur les structures — Partie 2.5 : Actions thermiques.*

ENV 1991-2-6, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions exercées sur les structures — Partie 2.6 : Charges et déformations imposées en cours d'exécution.*

ENV 1991-2-7, *Eurocode 1 : Bases de calcul et actions exercées sur les structures — Partie 2.7 : Actions accidentelles.*

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

ENV 1992-1-1, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

ENV 1992-1-3, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1.3 : Règles générales — Structures et éléments en béton préfabriqué.*

ENV 1992-1-4, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1.4 : Règles générales — Béton de granulats légers à structure fermée.*

ENV 1992-1-5, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1.5 : Règles générales — Structures précontraintes par armatures extérieures ou non adhérentes.*

ENV 1992-1-6, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1.6 : Règles générales — Structures en béton non armé.*

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

ENV 1993-1-1, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

ENV 1993-1-3, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1.3 : Règles supplémentaires pour les éléments minces formés à froid — Produits longs et produits plats.*

ENV 1993-1-5, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 1.5 : Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan.*

ENV 1993-2, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier — Partie 2 : Ponts en acier.*

ENV 1994-1-1, *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes en acier et béton — Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

ENV 1997-1, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales.*

ENV 1998-2, *Eurocode 8 : Calcul des structures résistant aux séismes — Partie 2 : Ponts.*

(3)P Les normes de références sont celles mentionnées dans les ENV 1991-1:1994, ENV 1992-2:1996 et ENV 1993-2:1997. Le soudage des goujons doit être conforme aux documents prEN ISO 14555 «*Soudage — Soudage à l'arc de goujons métalliques*» et prEN ISO 13918 «*Soudage — Goujons pour soudage à l'arc de goujons*».

(3)A Voir l'Avant-Propos National concernant les références normatives. Pour les soudages des goujons, il convient de faire référence aux normes :

A 89-020-1 — Août 1992 : Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage — Épreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage électrique à l'arc des éléments de fixation — Partie 1 : Goujons connecteurs soumis à la fatigue dans les ouvrages.

A 89-020-2 — Décembre 1993 : Descriptif et qualification d'un mode opératoire de soudage — Épreuve de qualification d'un mode opératoire de soudage électrique à l'arc des éléments de fixation — Partie 2 : Goujons connecteurs non soumis à la fatigue dans les constructions mixtes.

A 89-021-1 — Décembre 1994 : Fabrication d'assemblages soudés — Soudage électrique à l'arc des éléments de fixation — Partie 1 : Goujons connecteurs de diamètre supérieur ou égal à 6 mm.

XP A 89-022 — Janvier 1997 : Soudage — Soudage électrique à l'arc des éléments de fixation — Classes d'exécution, étendue des contrôles et essais, critères d'acceptation des défauts pour le soudage en production des goujons et des éléments de fixation.

2 Bases de calcul

2.2 Définitions et classifications

2.2.1 États limites et situations de projet

2.2.1.1 États limites

(4) Les états limites qu'il convient de considérer comprennent :

mod.

- la perte d'équilibre de la totalité ou d'une partie de la structure, considérée comme un corps rigide ;
- la défaillance par déformation excessive, rupture, ou perte de stabilité de la totalité ou d'une partie de la structure, y compris la connexion, les appuis et les fondations ;
- la défaillance provoquée par la fatigue.

Les états limites peuvent également ne concerner que des parties en béton ou en acier de la structure (par exemple la partie en acier au cours d'une phase de montage), auquel cas il convient de se reporter aux ENV 1992-2:1996, ENV 1993-1-5:1997 et ENV 1993-2:1997 selon le cas.

(6) Les états limites de service qu'il convient de considérer comprennent :

mod.

- les déformations ou flèches qui altèrent l'aspect ou l'utilisation efficace de la structure (y compris le bon fonctionnement des équipements) ou provoquent des dommages aux superstructures ou aux éléments non structuraux ;
- les vibrations qui incommode des usagers, endommagent la structure ou son contenu, ou limitent son efficacité fonctionnelle ;
- la fissuration du béton susceptible d'altérer l'aspect, la durabilité ou l'étanchéité ;
- la détérioration du béton provoquée par une compression excessive, susceptible d'entraîner une perte de durabilité ;

- le glissement au niveau de l'interface acier-béton lorsqu'il devient assez grand pour invalider les vérifications de calcul pour d'autres états limites de service où les effets du glissement sont négligés ;
- la microfissuration et le fluage excessifs du béton, ainsi que le comportement irréversible de la structure, provoqués par des contraintes excessives.

2.2.1.2 Situations de projet

- (2) L'attention est attirée sur la nécessité d'identifier et de prendre en compte, lorsque cela est nécessaire, plusieurs situations transitoires correspondant à la méthode et aux phases successives de construction du pont.

2.2.2 Actions

2.2.2.2 Valeurs caractéristiques des actions

- (7)P Au cours de l'exécution, les charges doivent être calculées conformément à l'ENV 1991-2-6:1997.
add.

2.2.2.3 Valeurs représentatives des actions variables

- (2)P D'autres valeurs représentatives sont liées à la valeur caractéristique Q_k au moyen d'un facteur ψ_i .
mod.

Ces valeurs sont définies de la façon suivante :

- valeur de combinaison : $\psi_0 Q_k$ (voir 2.3.2.2 et 2.3.4) ;
- valeur non fréquente : $\psi'_1 Q_k$ (voir 2.3.2.2 et 2.3.4) ;
- valeur fréquente : $\psi_1 Q_k$ (voir 2.3.2.2 et 2.3.4) ;
- valeur quasi permanente : $\psi_2 Q_k$ (voir 2.3.2.2 et 2.3.4).

- (4)P Des facteurs ψ_i applicables à certaines actions concernées sont donnés dans l'ENV 1991-3:1995 et dans l'ENV 1991-2-6:1997. Il convient, pour toute autre action, de choisir les valeurs des facteurs ψ_i en considérant comme il se doit les propriétés physiques de l'action.

2.2.2.4 Valeurs de calcul des actions

- (2)P Des exemples spécifiques de l'utilisation de γ_F sont :
mod.

$$G_d = \gamma_G G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ ou } \gamma_Q \psi_i Q_k$$

$$A_d = \gamma_A A_k \text{ (si } A_d \text{ n'est pas directement spécifié)}$$

$$P_d = \gamma_P P_k$$

2.2.5 Dispositions de charges et cas de charge

NOTE Des règles détaillées concernant les dispositions de charges et les cas de charge sont données dans l'ENV 1991-1:1994.

- (1)P Une disposition de charges identifie la position, la grandeur, la direction et le sens d'une action libre. Les charges de trafic doivent être conformes à l'ENV 1991-3:1995.

- (4) et (5) ne s'appliquent pas.

2.3 Exigences

2.3.1 Généralités

(5)P Les tassements prévus doivent être pris en compte lorsqu'ils ont un effet significatif sur le comportement de
add. la structure.

(6) Lorsque les tassements sont pris en compte, il convient d'utiliser des valeurs estimées appropriées des tas-
add. sements prévus.

2.3.2 États limites ultimes, incluant la fatigue

2.3.2.1 Conditions de vérification

(3) Ne s'applique pas.

(5)P Lorsqu'on considère un état limite de fatigue, voir 4.12, 6.1.5, 6.3.8 et 7.7.4.
add.

2.3.2.2 Combinaisons d'actions

remp.

(1)P Pour les ponts-routes, les passerelles et les ponts-rails, les combinaisons d'actions sont définies dans l'ENV 1991-3:1995. Pour d'autres catégories de ponts, elles doivent être spécifiées dans le cahier des charges du projet ou par l'autorité compétente.

2.3.2.3 Valeurs de calcul des actions permanentes

(3)P Lorsqu'une action permanente unique est traitée comme si elle était composée de parties favorables et
mod. défavorables séparées, il peut être tenu compte de la corrélation entre ces parties par l'adoption de valeurs de calcul particulières (voir 2.3.3.1).

(5) Pour les poutres continues et les ossatures, les mêmes valeurs des coefficients partiels peuvent être appli-
mod. quées au poids propre de la structure (évalué comme en 2.3.2.3(3)) dans toutes les travées, sauf pour les cas concernant l'équilibre statique de consoles ou un soulèvement des appareils d'appui.

2.3.2.4 Vérification de l'équilibre statique

mod.

(1) Pour la vérification de l'équilibre statique, voir 2.3.1 et 5.1.7 de l'ENV 1993-2:1997.

2.3.3 Coefficients partiels pour les états limites ultimes, incluant la fatigue

remp.

2.3.3.1 Coefficients partiels pour les actions s'exerçant sur les structures de ponts

(1)P Les coefficients partiels doivent être pris dans la partie appropriée de l'ENV 1991.

(2) Pour la vérification de la fatigue, voir 4.12.2.

(3) Lorsque, selon 2.3.2.3(3)P, les parties favorables et défavorables d'une action permanente doivent être considérées comme des actions séparées, voir C.2.3(2) de l'ENV 1991-3:1995.

(4) Pour la précontrainte réalisée au moyen d'aciers de précontrainte adhérents, voir l'ENV 1992-2:1996.

(5) Pour la précontrainte appliquée par dénivellation d'appuis, il convient d'utiliser le coefficient partiel $\gamma_P = \boxed{1,0}$ pour les états limites ultimes.

(6)P Le coefficient partiel de sécurité à considérer pour la déformation nominale de retrait libre aux états limites ultimes doit être égal à $\boxed{1,0}$.

2.3.3.2 Coefficients partiels pour les résistances et les propriétés des matériaux

(1)P Sauf dans certains cas mentionnés en 2.2.3.2(2)P et (3)P, les coefficients γ_M doivent être appliqués aux valeurs résistances nominales ou caractéristiques inférieures des matériaux (selon 2.2.3.2(1)), et ces coefficients sont tels qu'indiqué dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.3 — Coefficients partiels pour les résistances et les propriétés des matériaux

Combinaison	Acier de construction		Béton	Aciers de béton armé et aciers de précontrainte	Tôles profilées en acier
	γ_a	γ_{Rd}	γ_c	γ_s	γ_{ap}
Fondamentale	1,0	1,10	1,5	1,15	1,10
Accidentelle (sauf séismes)	1,0	1,0	1,3	1,0	1,0

(2)P Les valeurs indiquées dans le Tableau 2.3 sont supposées tenir compte, entre autres, des différences entre la résistance d'éprouvettes des matériaux de construction et la résistance de ces matériaux dans l'ouvrage. Elles sont applicables à certaines propriétés mécaniques élastiques, mais uniquement dans les cas spécifiés dans les articles appropriés. Dans les autres cas, il convient de les remplacer par $\gamma_M = 1,0$. Pour les coefficients physiques non mécaniques (par exemple la densité, la dilatation thermique) γ_M doit être pris égal à 1,0.

(3) Lorsque des valeurs de γ_c inférieures à celles données dans le Tableau 2.3 sont utilisées pour des éléments préfabriqués, il convient de les justifier par des procédures d'assurance de qualité appropriées (voir 2.3.3.2(4) de l'ENV 1992-1-1:1991). Ceci ne s'applique que lorsque l'élément en béton préfabriqué constitue toute l'épaisseur de la dalle.

(4)P Des valeurs de γ_M pour la connexion sont données en 6.3.2.1 (sous la forme γ_v) pour les goujons, 6.3.4 de l'ENV 1994-1-1:1992 pour les connecteurs en butée, 6.3.5 pour les boucles et 6.3.7 de l'ENV 1994-1-1:1992 pour les cornières de connexion.

(5)P Les valeurs de γ_M pour les boulons, rivets, axes d'articulation, soudures et pour la résistance au glissement des assemblages boulonnés sont telles qu'indiqué en 6.1(2) de l'ENV 1993-2:1997.

(6)P Lorsque des caractéristiques structurales sont déterminées par des essais, on doit se reporter à l'annexe D de l'ENV 1991-1:1994.

2.3.4 États limites de service

(2)P Les combinaisons d'actions pour les états limites de service sont définies en 9.5.2 de l'ENV 1991-1:1994 et *remp.* C.3.2 de l'ENV 1991-3:1995. Les déformations imposées doivent être introduites par des valeurs estimées le mieux possible (moyennes).

(2)P **A** Pour les passerelles et les ponts rails, voir les annexes D et G de l'ENV 1991-3:1995.

(4) et (5) ne s'appliquent pas.

(6) Les valeurs de γ_M doivent être prises égales à 1,0 sauf spécification différente figurant dans des articles *mod.* particuliers. Pour l'acier de construction, cette valeur γ_M correspond à la valeur $\gamma_{M,ser}$ donnée dans l'ENV 1993-2:1997.

(7) Pour la précontrainte réalisée au moyen d'aciers de précontrainte adhérents, voir l'ENV 1992-1-1:1991. *add.*

2.4 Durabilité

- (3) 4.1 de l'ENV 1992-2:1996 est applicable.
remp.
- (4) 2.2.5 de l'ENV 1993-2:1997 est applicable.
add.

3 Matériaux

NOTE La présente Section traite des caractéristiques des matériaux qui concernent particulièrement les ponts mixtes.

3.1 Béton

3.1.1 Généralités

mod.

- (1) Il convient de ne pas utiliser de béton normal de classes de résistance supérieures à C50/60 ni de béton léger de classes de résistance supérieures à LC50/60, sauf si leur utilisation est convenablement justifiée. Aucune Règle d'Application n'est donnée pour ces cas. Il convient d'utiliser des classes de densité 1,6 ou supérieures.
- (2) Il convient de ne pas utiliser de bétons de classes de résistance inférieures à C30/37 et LC 30/37.

3.1.2 Classes de résistance du béton

mod.

- (1)P Le présent Eurocode est fondé sur la résistance caractéristique sur cylindre, f_{ck} , mesurée à l'âge de 28 jours conformément à 3.1.2.2 de l'ENV 1992-1-1:1991.
- (2) Il convient que le calcul soit fondé sur une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de f_{ck} .
- (3) Pour le béton normal, 3.1.2.4 de l'ENV 1992-1-1:1991 donne pour les différentes classes de résistance la résistance caractéristique f_{ck} et les valeurs correspondantes de la résistance du cube-éprouvette associée (par exemple la classification du béton C30/37 fait référence aux résistances cylindre/cube), ainsi que la résistance moyenne à la traction f_{ctm} , et les résistances caractéristiques à la traction $f_{ctk0,05}$ et $f_{ctk0,95}$.
- (4) Pour le béton léger, 3.1.2.4 de l'ENV 1992-1-4:1994 donne pour les différentes classes de résistance la résistance caractéristique f_{ck} et les valeurs correspondantes de la résistance du cube-éprouvette associée (par exemple la classification du béton LC30/37 fait référence aux résistances cylindre/cube).
- (5) Pour les bétons légers, les résistances à la traction sont données par 3.1.2.3 de l'ENV 1992-1-4:1994.

3.1.3 Retrait du béton

mod.

- (1) Afin de d'obtenir une maîtrise précise du profil en long pendant l'exécution et en particulier lorsque l'on prévoit des valeurs exceptionnelles de retrait libre en raison de la composition du béton, de son environnement (par exemple. béton très fréquemment mouillé), de son épaisseur, de la qualité des granulats, du pourcentage d'armatures, ou lorsque le retrait doit être évalué à des dates intermédiaires, il convient de se reporter à 3.1.2.5.5 et à l'annexe 1 de l'ENV 1992-1-1:1991 pour l'évaluation des effets provoqués par le retrait de séchage.
- (2) En général, dans les cas les plus courants, et sauf spécification différente pour un projet particulier, les valeurs de la déformation de retrait libre engendrée par la prise du béton à partir de sa mise en œuvre, ϵ_{cs} , peuvent être tirées de 3.1.2.5.5 de l'ENV 1992-1-1:1991, avec des valeurs de classes de consistance de béton S2 et S3 (voir 7.2.1 de l'ENV 206:1990).

(3) Outre les vérifications visées en 3.1.3(1), pour les dalles connectées à l'acier au moment du coulage, lorsque la structure est de catégorie A, B ou C selon 4.4.0.3 de l'ENV 1992-2:1996, et lorsqu'elle est précontrainte, il convient de considérer les effets suivants pour la maîtrise de la fissuration et des déformations pendant l'exécution, selon le cas :

- le retrait endogène, provoqué par la réduction de volume de la pâte de ciment ;
- le retrait thermique provoqué par la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment.

(3) I Ces deux effets sont à considérer systématiquement. Voir le guide de recommandations du SETRA «Ponts Mixtes ; Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles» ; Septembre 1995.

3.1.4 Déformabilité du béton — théorie élastique

3.1.4.1 Module sécant d'élasticité pour un chargement à court terme

mod.

- (1) Des valeurs nominales du module sécant moyen E_{cm} pour le chargement à court terme d'un béton normal de classe de résistance ou de résistance caractéristique à la compression f_{ck} donnée sont indiquées en 3.1.2.5.2 de l'ENV 1992-1-1:1991.
- (2) Ne s'applique pas.
- (3) Pour les bétons légers, les modules sécants sont donnés en 3.1.2.5.2 de l'ENV 1992-1-4:1994.

3.1.4.2 Fluage

mod.

- (1) Il convient de prendre en compte la déformation du béton provoquée par le fluage conformément à 2.5.5.1 (1 à 10 et 13) de l'ENV 1992-1-1:1991 et 3.1.2.5.5 de l'ENV 1992-1-4:1994, lorsqu'il y a lieu pour l'état limite ultime ou pour l'état limite de service.

3.1.5 Déformabilité du béton — autres théories

mod.

- (1) Lorsqu'on utilise une analyse globale non linéaire (4.4.1.4) ou une analyse de section non linéaire (4.4.1.3), il convient de se reporter à 4.2.1.3.3 de l'ENV 1992-1-1:1991.

3.1.6 Dilatation thermique

mod.

- (1) La valeur nominale du coefficient de dilatation thermique linéaire α_T peut être prise selon les indications de l'ENV 1991-2-5:1996.
- (2) La différence entre les coefficients de dilatation thermique de l'acier de construction et du béton peut normalement être négligée dans le calcul pour le béton de densité normale.

3.2 Acier de béton armé

3.2.1 Généralités

mod.

- (1) 3.2 de l'ENV 1992-1-1:1991 est applicable aux structures mixtes.

3.2.2 Types d'acier

(1)P Les aciers couverts par l'ENV 1994-2 doivent être distingués de la façon suivante :

- mod.*
- en fonction de leurs caractéristiques de surface :
 - a) barres ou fils à surface lisse ; et
 - b) barres ou fils à verrous (y compris treillis soudés) conférant une haute adhérence (comme spécifié dans l'ENV 10080:1995) ;
 - en fonction de leurs caractéristiques de ductilité : haute ou normale, telles que définies en 3.2.4.2(2) de l'ENV 1992-1-1:1991 ;
 - en fonction de leur soudabilité : 3.2.5.2 et 4.2.2.4.2 de l'ENV 1992-1-1:1991 sont applicables.

3.2.4 Module d'élasticité

mod.

(1) La valeur du module d'élasticité E_s peut être supposée égale à 200 kN/mm² conformément à l'ENV 1992-1-1:1991. Cependant, pour simplifier, on peut prendre la même valeur que pour l'acier de construction conformément à l'ENV 1993-1-1:1992, soit $E_s = 210$ kN/mm².

3.3 Acier de construction

3.3.1 Généralités et objet

- (1)P L'ENV 1994-2 couvre le calcul des ponts mixtes fabriqués à partir d'aciers conformes aux spécifications de la Section 3 de l'ENV 1993-2:1997.
- mod.*
- (2)P 3.2 de l'ENV 1993-2:1997 est applicable aux structures mixtes.
- mod.*
- (3) Ne s'applique pas.

3.3.2 Limite d'élasticité

- mod.*
- (1) Il convient de tirer les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u pour l'acier laminé à chaud de 3.2.2(1)P de l'ENV 1993-2:1997.
- (2) Ces valeurs nominales peuvent être adoptées comme valeurs caractéristiques dans les calculs.

3.3.3 Dimensions, masse et tolérances

- mod.*
- (1)P 3.2.6 de l'ENV 1993-2:1997 doit être appliquée.

3.3.4 Ténacité à la rupture

- add.*
- (1)P 3.2.4 de l'ENV 1993-2:1997 doit être appliquée.

3.4 Tôles profilées en acier pour dalles mixtes

(1) Sauf spécification contraire dans le cahier des charges du projet ou de la part de l'autorité compétente, 3.4 *rempl.* de l'ENV 1994-1-1:1992 est applicable. Voir également 7.1.1(5).

3.5 Connexion

3.5.2 Connecteurs

(1), (2) et (3) ne s'appliquent pas. Voir 6.3.

(4)P Le matériau du connecteur doit être d'une qualité qui tient compte du comportement exigé ainsi que de la *mod.* méthode de fixation sur l'acier de construction et, pour les connecteurs soudés, de la technique de soudage à utiliser. Lorsque des boucles sont utilisées comme connecteurs, une attention particulière doit être apportée au choix d'une soudabilité appropriée.

(7) Il convient que les dimensions des goujons, y compris le bourrelet de soudage, soient conformes aux spécifications du document prEN ISO 13918 «Soudage — Goujons pour soudage à l'arc de goujons».

(7) C Voir 1.7 (3).

3.6 Acier de précontrainte et accessoires de précontrainte

add.

(1)P Les articles de l'ENV 1992-1-1:1991 doivent être appliqués lorsqu'il y a lieu.

4 États limites ultimes

4 C En ce qui concerne la fatigue, voir l'article 4.12.

4.1 Bases

4.1.1 Généralités

(1)P L'objet de la présente Section est constitué par les ponts mixtes et leurs composants, à l'exception du calcul *mod.* de la connexion dans les poutres et du cisaillement dans le plan d'une membrure de béton, qui sont traités dans la Section 6. Les tabliers à poutrelles enrobées sont traités dans l'annexe K, et les dalles mixtes dans la Section 7.

(2)P Les ponts mixtes ainsi que leurs composants doivent être dimensionnés de telle sorte que les exigences *mod.* de calcul fondamentales pour l'état limite ultime données dans la Section 2 soient satisfaites. Les exigences de calcul données dans les Sections 2 de l'ENV 1992-2:1996 et de l'ENV 1993-2:1997 doivent également être satisfaites lorsqu'il y a lieu.

(3)P Les exigences de 2.3.1 de l'ENV 1993-2:1997 concernant l'équilibre statique doivent être satisfaites. *mod.*

(4)P Dans les analyses des ponts mixtes, de leurs composants et de leurs sections transversales, il doit être *mod.* dûment tenu compte des propriétés du béton, de l'acier de béton armé, de l'acier de précontrainte et de l'acier de construction définies dans la Section 3, ainsi que des propriétés des connecteurs définies dans les Sections 3 et 6. Il doit être tenu compte de la perte de résistance ou de ductilité associée au flambement de l'acier et à la fissuration, à l'écrasement ou à l'éclatement du béton.

(6) et (7) Ne s'appliquent pas

(8) Il peut être tenu compte des effets du fluage sur les analyses globale et locale pour les ponts, par l'utilisation *mod.* de coefficients d'équivalence.

(9) Ne s'applique pas.

(10) Lorsqu'une dalle de couverture s'étend longitudinalement entre des poutres transversales mixtes, et lorsqu'elle est soumise à un effort longitudinal général, il peut aussi exister des effets locaux des actions génératrices de l'effort général. Il convient de considérer une éventuelle combinaison de ces effets lorsque la largeur de ces actions locales est comparable à la largeur efficace. Ceci s'applique aux vérifications des états limites ultimes autres que la fatigue, et peut s'appliquer aux vérifications de fatigue pour les tabliers de ponts mixtes de catégories D ou E selon 4.4.0.3 de l'ENV 1992-2:1996.

(10)A Par «largeur de ces actions locales» il faut comprendre «largeur concernée par les effets de ces actions locales». En d'autres termes, on peut admettre une plastification locale de la structure si la résistance globale de la section est assurée. (Voir l'Eurocode 2-2 sur ce sujet).

4.1.2 Poutres (ne s'applique pas)

4.1.3 Poteaux mixtes, ossatures et assemblages (ne s'applique pas)

4.2 Caractéristiques des sections transversales des poutres

4.2.1 Section efficace

(1)P Il doit être tenu compte de la déformation du béton ou des membrures en acier en cisaillement dans le plan *mod.* (traînage de cisaillement) soit au moyen d'une analyse rigoureuse, soit par l'utilisation d'une largeur efficace de membrure conformément à 4.2.2.

(2) Ne s'applique pas.

(3) Lorsqu'on utilise une analyse plastique des sections transversales, uniquement pour les barres tendues, il *mod.* convient d'inclure dans la section efficace les seules armatures de ductilité élevée, telles qu'elles sont définies en 3.2.4.2 de l'ENV 1992-1-1:1991.

(5) Ne s'applique pas.

(6)P Les caractéristiques d'une section efficace comportant des éléments comprimés en acier de construction *mod.* relevant de la Classe 4, selon la définition de 4.3.1, doivent être fondées sur les aires brutes des sections en acier dans l'analyse globale et sur les aires efficaces selon l'ENV 1993-1-5:1997 pour l'analyse des sections.

(6)C La section participante est la section totale réduite en raison du traînage de cisaillement, la section efficace est la section participante, réduite en raison du voilement local, la section nette est la section réduite en raison des trous qui y sont faits.
C'est-à-dire qu'on ne tiendra pas compte du voilement dans l'analyse globale, mais on en tiendra compte pour la vérification des sections, c'est-à-dire :

- les sections introduites dans le modèle global sont les sections totales réduites en raison du traînage de cisaillement (4.2.21) s'il y a lieu,
- les sections utilisées dans l'analyse des sections sont les sections totales réduites en raison du traînage de cisaillement (4.2.2.2) et du voilement

Des précisions sont données dans l'Eurocode 3 partie 1- 5 DAN, en 2.1.

4.2.2 Largeur efficace des membrures et largeur efficace des dalles, tenant compte du traînage de cisaillement

remp.

4.2.2.1 Largeur efficace pour l'analyse globale

(1) Pour les membrures mixtes, y compris les dalles mixtes selon la Section 7, on peut supposer une largeur efficace constante sur la totalité de chaque portée. Cette valeur peut être prise égale à la valeur à mi-portée selon 4.2.2.2.

(2) Pour les membrures en acier, l'ENV 1993-1-5:1997 est applicable.

4.2.2.2 Largeur efficace pour la vérification des sections transversales

(1) Pour les membrures en acier, l'ENV 1993-1-5:1997 est applicable.

(2) Pour les vérifications à l'état limite ultime et à l'état limite de fatigue pour les membrures en béton, y compris les dalles mixtes selon la Section 7, la largeur efficace peut être déterminée au moyen de l'équation (4.1), où b_{eff} est indiquée sur la Figure 4.1 pour une section transversale type :

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei} \quad \dots (4.1)$$

où :

b_0 est la distance entre les axes des connecteurs en saillie selon la Figure 4.1. Pour les dalles mixtes, il convient de prendre en compte 7.7.1(3) ;

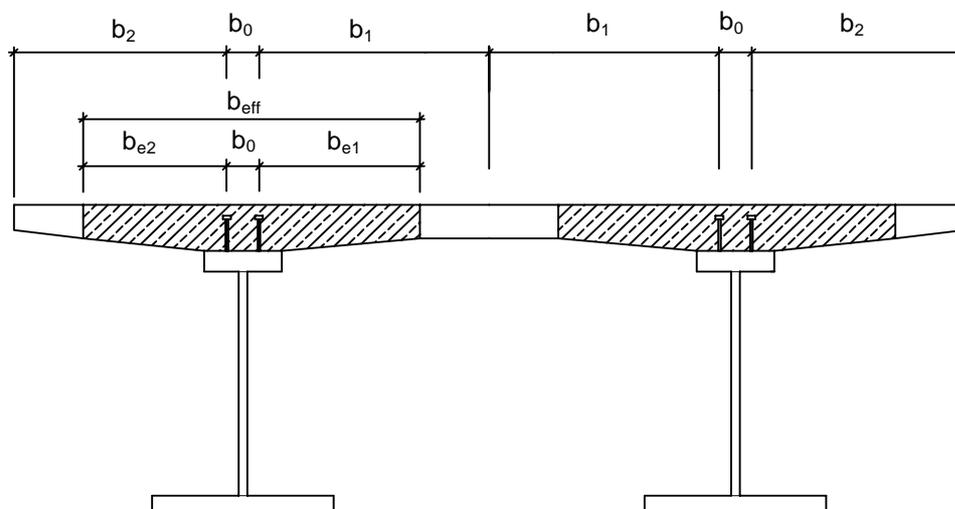


Figure 4.1 — Définition de la largeur efficace

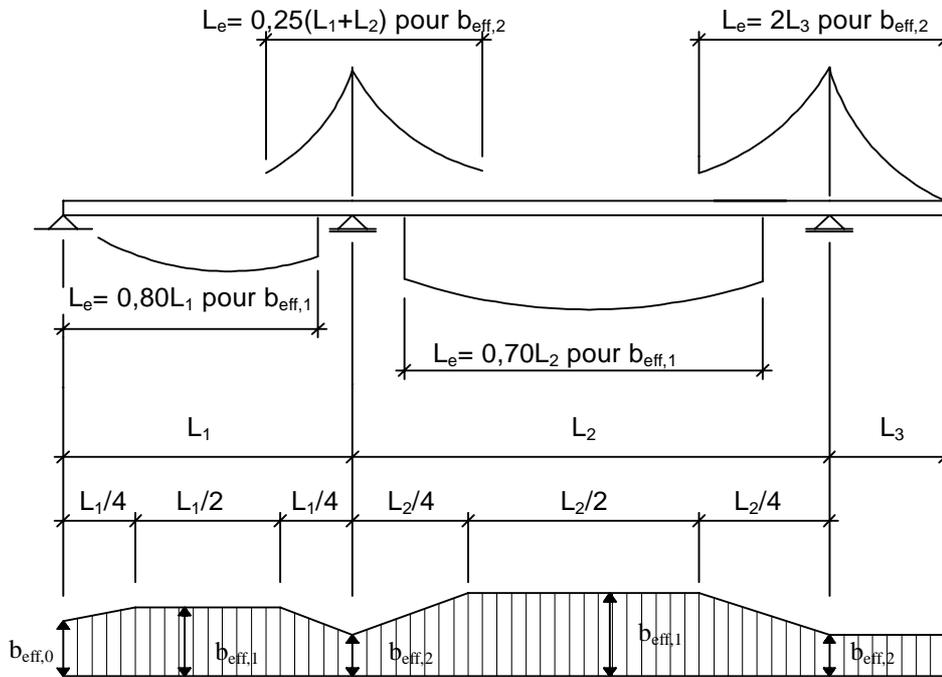


Figure 4.3 — Détermination des portées équivalentes L_e pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée

(Fig 4.3) **C** $b_{\text{eff},0}$ est calculé avec $L_e = 0,80 L_1$.

b_{ei} est la valeur de la largeur efficace de la membrure de béton de chaque côté de l'âme. Il convient de prendre cette valeur égale à $L_e / 8$ mais sans excéder la largeur géométrique b . La longueur L_e est la distance approchée entre les points de moments fléchissants zéro selon les alinéas (3) à (5). La répartition de la largeur efficace entre les appuis intermédiaires et les zones à mi-portée peut être supposée telle qu'indiqué dans la Figure 4.3.

Il convient de prendre la largeur efficace $b_{\text{eff},0}$ au niveau des appuis d'extrémité égale à :

$$b_{\text{eff},0} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} \text{ avec } \beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_i) \leq 1,0 \quad \dots (4.2)$$

où b_{ei} représente la largeur efficace de la travée d'extrémité à mi-portée et L_e représente la portée équivalente de la travée d'extrémité selon la Figure 4.3.

C et l'indice vaut 1 ou 2 selon les cas.

(2)**C** En cas de calcul élastique des sections transversales comportant une dalle mixte, les contraintes existant dans la partie en acier de la dalle mixte, avant coulage du béton, sont calculées suivant (1) ; les contraintes introduites dans la dalle mixte peuvent être calculées suivant (2).

(3) Dans les cas où le dimensionnement est gouverné par une enveloppe de moments provoqués par diverses dispositions de charges (par exemple. pour des poutres continues soumises à des charges de trafic), pour les consoles et poutres continues L_e peut être supposée telle qu'indiqué dans la Figure 4.3.

(4) Dans une vérification pour une situation transitoire de projet (par exemple. des charges permanentes et des dénivellations d'appuis en cours de montage) la répartition des moments fléchissants peut être subdivisée aux points de moment nul en longueurs séparées de L_e .

(5) Pour les sections transversales soumises à des moments fléchissants généraux et locaux (par exemple. un pont en treillis soumis à des actions directes sur la membrure entre les nœuds), il convient d'utiliser, pour les moments fléchissants concernés, les largeurs efficaces appropriées pour chaque catégorie de moments.

(6) La répartition transversale des contraintes résultant du traînage de cisaillement peut être menée conformément à 3.3 de l'ENV 1993-1-5:1997.

4.2.2.3 Largeur efficace pour l'application de charges concentrées

- (1) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise pour évaluer la diffusion des forces concentrées dans le sens longitudinal dans les éléments en béton, 4.5.3.2.7 de l'ENV 1992-1-1:1991 est applicable.
- (2) Il convient de vérifier conformément à l'ENV 1993-1-5:1997 la diffusion de charges concentrées dans le plan d'éléments en acier.

4.2.3 Rigidité de flexion

- (1) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise, il convient d'exprimer les caractéristiques élastiques d'une section transversale mixte comportant du béton comprimé comme celles d'une section transversale en acier équivalente, en divisant la contribution de la partie en béton par les coefficients d'équivalence appropriés selon l'alinéa (4). Pour les caractéristiques de section transversale d'une section mixte comportant du béton tendu, il convient d'ignorer cette partie en béton sauf lorsque l'on doit tenir compte de la participation du béton tendu entre fissures.

- (2) Les rigidités de flexion d'une section transversale mixte sont définies comme $E_a I_1$, $E_a I_2$ et $E_a I_{2,ts}$, mod.

où :

E_a est le module d'élasticité de l'acier de construction ;

I_1 est le moment d'inertie de flexion de la section en acier équivalente efficace calculé en supposant que le béton tendu est exempt de fissures et en utilisant le coefficient d'équivalence fonction des charges, défini dans l'alinéa (4) ;

I_2 est le moment d'inertie de flexion de la section en acier équivalente efficace (acier de construction, acier de béton armé et de précontrainte) calculé en négligeant le béton tendu mais en incluant les armatures contenues dans la largeur efficace ;

$I_{2,ts}$ est le moment d'inertie de flexion de la section en acier équivalente efficace comme pour I_2 , mais en incluant l'effet de la participation du béton tendu entre fissures.

NOTE L.4 de l'annexe L donne des informations sur la détermination de $E_a I_{2,ts}$.

- (3) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise, les effets du fluage dans les éléments et tabliers de ponts *remp.* peuvent être pris en compte en utilisant les coefficients d'équivalence n_L pour le béton donnés dans l'alinéa (4) sauf pour les éléments longitudinaux dont les deux membrures sont mixtes (par exemple : certaines poutres-caissons).

- (4) Les coefficients d'équivalence dépendant du type de chargement (indice L) sont donnés par :
- add.

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_t) \quad \dots (4.3)$$

où :

$n_0 = E_a/E_{cm}$, représente le coefficient d'équivalence pour un chargement de courte durée, E_a représente le module d'élasticité de l'acier de construction, et E_{cm} représente le module sécant d'élasticité du béton pour un chargement de courte durée selon 3.1.4.1,

ϕ_t est le coefficient de fluage $\phi(t, t_0)$ selon 3.1.2.5.5 ou l'annexe 1 de l'ENV 1992-1-1:1991 dépendant de l'âge (t) du béton au moment considéré et de l'âge (t_0) au moment du chargement. Pour le retrait, il convient de supposer l'âge au moment du chargement égal à un jour. Pour les charges permanentes s'exerçant sur les tabliers de ponts coulés en plusieurs étapes, on peut utiliser une seule valeur moyenne t_0 pour la détermination du coefficient de fluage $\phi(t, t_0)$. Cette hypothèse peut être également utilisée pour la précontrainte par déformations imposées, si l'âge de la totalité du béton dans les travées considérées est supérieur à 14 jours au moment de la mise en précontrainte.

ψ_L est le facteur multiplicateur de fluage dépendant du fluage et du coefficient de vieillissement, selon 2.5.5.1 de l'ENV 1992-1-1:1991 ainsi que des caractéristiques de section transversale de la section mixte et en acier. Pour les ponts et les éléments de ponts entrant dans le champ de l'alinéa (3) ci-dessus, on peut utiliser des valeurs constantes pour le facteur multiplicateur de fluage conformément aux indications du Tableau 4.0.

Tableau 4.0 — Valeurs des facteurs multiplicateurs de fluage ψ_L

Charges permanentes incluant la précontrainte par armatures après prise d'effet de la connexion	1,10
Effets isostatiques et hyperstatiques provoqués par le retrait, et effets hyperstatiques dépendant de la durée selon l'alinéa (5)	0,55
Précontrainte par déformations imposées (par ex. dénivellations d'appuis)	1,50

(5) Lorsque la répartition des moments fléchissants au moment t_0 est modifiée de façon significative par le fluage, par exemple dans des poutres continues comportant des portées mixtes et non mixtes, il convient de prendre en compte les effets hyperstatiques dépendant de la durée provoqués par le fluage.

(5)A En pratique, ceci n'est nécessaire que précisément dans le cas cité comme exemple et nécessite un calcul scientifique pour le fluage.

(6) Lorsqu'une précontrainte par armatures est appliquée sur des dalles avant prise d'effet de la connexion, il convient de prendre en compte l'ordre des opérations de construction et le coefficient de fluage à partir du moment où la connexion a pris effet.

4.3 Classification des sections transversales de poutres

4.3.1 Généralités

(4)P Ne s'applique pas.

(6)P à (10) Ne s'appliquent pas.

(11)P Pour les plaques raidies, l'ENV 1993-1-5:1997 est applicable.
add.

(12) Dans les vérifications en cours d'exécution, il convient de prendre en compte la classe de la section en acier au moment considéré.

4.3.2 Classification des membrures en acier comprimées

(2)P La classification des membrures en acier comprimées dans les poutres mixtes doit être conforme aux indications du tableau 5.3.1 (feuille 3) de l'ENV 1993-1-1:1992, et du Tableau 4.1, pour les éléments de membrures extérieurs, et du tableau 5.3.1 (feuille 2) de l'ENV 1993-1-1:1992, pour les éléments de membrure intérieurs.

4.3.3 Classification des âmes en acier

remp.

(1)P La classification de l'âme doit être déterminée au moyen du Tableau 4.2. On doit utiliser la distribution plastique des contraintes sur la section mixte efficace, sauf à la limite entre les Classes 3 et 4 où l'on doit utiliser la distribution élastique des contraintes.

(2) Il convient de déterminer la répartition des contraintes sur la section transversale brute de l'âme en acier et des membrures efficaces, mais en négligeant le béton tendu, y compris sa participation entre fissures, et en prenant en compte le phasage de construction ainsi que les effets du fluage et du retrait.

4.4 Résistance des sections transversales de poutres

4.4.1 Moment fléchissant

4.4.1.1 Bases

remp.

- (1)P Si la section est asymétrique, l'effet de l'asymétrie doit être pris en compte dans les calculs.
- (2)P La résistance de calcul à la flexion peut être déterminée par la théorie plastique uniquement lorsque la section mixte efficace est de Classe 1 ou de Classe 2.
- (3)P L'analyse élastique selon 4.4.1.4 ainsi que l'analyse non linéaire selon 4.4.1.3 peuvent être appliquées aux sections transversales de toute classe.
- (4)P La résistance à la traction du béton doit être négligée. On peut supposer que la section transversale mixte reste plane si la connexion est conforme à la Section 6.
- (5)P 4.4 est applicable aux sections mixtes comportant des aciers de précontrainte internes totalement adhérents et des aciers de précontrainte libres de façon permanente. Les efforts s'exerçant dans les aciers de précontrainte libres doivent être traités comme des actions extérieures. Il est en général nécessaire de prendre en compte les déformations sur la totalité de l'élément pour la détermination des efforts s'exerçant dans les aciers de précontrainte libres de façon permanente. La théorie plastique selon 4.4.1.2 ne doit pas être utilisée pour les sections précontraintes par des armatures.
- (6)P Les trous de fixation pratiqués dans les éléments en acier doivent être pris en compte conformément à l'ENV 1993-1-1:1992.
- (7) Il convient de traiter les petits trous pratiqués dans l'acier pour le passage d'armatures comme des trous de fixation.
- (8) Il convient d'empêcher par des armatures transversales le flambement local des barres d'armature qui sont supposées contribuer à la résistance à la compression.
- (9) Les effets isostatiques de la température peuvent être négligés dans les vérifications de la résistance à la flexion des sections transversales de Classe 1 ou 2.

4.4.1.2 Moment résistant plastique d'une section

remp.

- (1)P Pour les éléments mixtes comportant des éléments en acier qui ne sont pas incurvés dans le plan, le moment résistant plastique doit être déterminé conformément à (2)P.
- (2)P Les hypothèses suivantes doivent être prises dans le calcul de $M_{pl,Rd}$:
 - a) il existe une interaction complète entre l'acier de construction, les armatures et le béton ;
 - b) l'aire efficace de l'élément en acier de construction subit une contrainte correspondant à sa limite élastique de calcul f_y/γ_a en traction ou en compression ;
 - c) les aires participantes des armatures longitudinales tendues et comprimées dans la largeur efficace subissent une contrainte correspondant à leur limite élastique de calcul f_{sk}/γ_s en traction ou en compression. Comme alternative, les armatures comprimées dans une dalle de béton peuvent être négligées.
- (3)P Il doit être pris pour hypothèse que l'aire efficace du béton comprimé supporte une contrainte de $f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c$ constante sur la totalité de la hauteur située entre l'axe neutre plastique et la fibre la plus comprimée du béton.
- (4) Lorsque la distance z_{pl} entre l'axe neutre plastique et la fibre extrême de la dalle de béton comprimée est supérieure à 15 % de la hauteur hors-tout h de l'élément, il convient de déterminer la résistance à la flexion par la méthode donnée en 4.4.1.3 ou 4.4.1.4. Comme alternative, il convient de prendre le moment résistant de calcul égal à $M_{Rd} = \beta M_{pl,Rd}$ où β représente le coefficient réducteur donné dans la Figure 4.4(*remp.*). Pour les valeurs z_{pl}/h supérieures à 0,4 il convient de déterminer la résistance à la flexion par la méthode donnée en 4.4.1.3 ou 4.4.1.4.

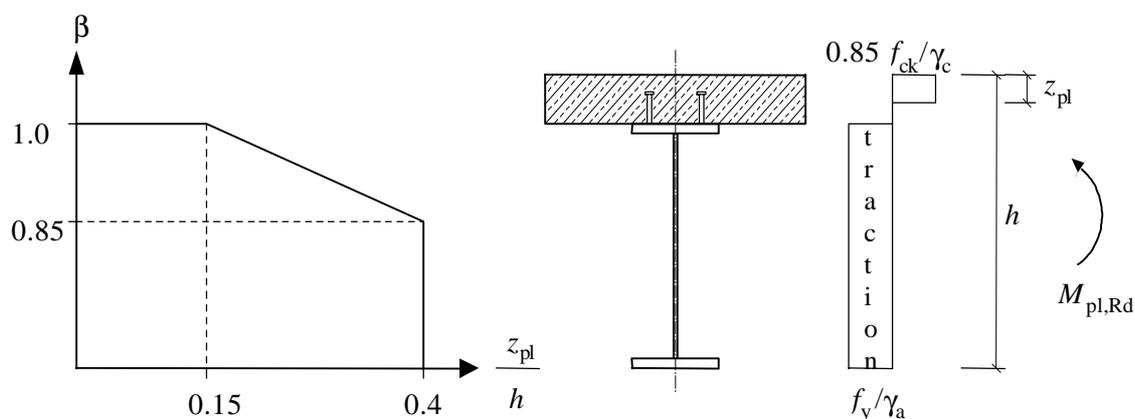


Figure 4.4 (rempl.) — Coefficient réducteur β , section transversale et répartition des contraintes

(5) Les alinéas (1) à (4) s'appliquent également pour le calcul de $M_{f,Rd}$ de 2.2.3.1 et 4.3.4 de l'ENV 1993-1-5:1997. Il convient de prendre la résistance des membrures égale à la résistance totale de l'acier, du béton et des armatures, selon le cas. Pour les sections transversales où l'alinéa (4) s'applique, il convient d'utiliser la même valeur de β pour le calcul de $M_{f,Rd}$ que pour celui de $M_{pl,Rd}$.

4.4.1.3 Résistance non linéaire à la flexion

rempl.

(1) Une théorie non linéaire pour la résistance à la flexion prenant en compte les relations contraintes-déformations des matériaux peut être appliquée pour les sections mixtes de toutes classes avec ou sans aciers de précontrainte.

(2) Il convient de prendre pour hypothèse que la section mixte reste plane et que la déformation dans les armatures adhérentes, qu'elles soient tendues ou comprimées, est identique à la déformation moyenne dans le béton environnant. Les effets de participation du béton tendu entre fissures peuvent être négligés.

(3) Il convient de calculer les contraintes dans le béton comprimé au moyen de la courbe contraintes-déformations donnée en 4.2.1.3.3 de l'ENV 1992-1-1:1991.

(4) Il convient de calculer les contraintes s'exerçant dans les armatures ou dans les aciers de précontrainte au moyen des courbes de calcul données en 4.2.2.3 de l'ENV 1992-1-1:1991. Il convient d'empêcher le flambement des armatures comprimées conformément à 4.4.1.1(8). Pour l'évaluation des contraintes s'exerçant dans les aciers de précontrainte, il convient de prendre en compte la prédéformation initiale de calcul de ces aciers.

(5) Il convient de calculer les contraintes s'exerçant dans l'acier de construction comprimé ou tendu au moyen de la relation contraintes-déformations donnée en 3.3.4, et de prendre en compte les effets de la méthode de construction (par exemple, étayée ou non étayée). Pour les sections de Classes 3 et 4, il convient de limiter à $f_y/(E_a\gamma_a)$ la déformation dans la fibre comprimée extrême de la section en acier.

4.4.1.4 Résistance élastique à la flexion

rempl.

(1)P Les contraintes doivent être calculées par la théorie élastique, en utilisant une section transversale efficace conforme à 4.2.1, 4.2.2.2 et à l'ENV 1993-1-5:1997. L'analyse peut être fondée soit sur les contraintes calculées pour la section mixte, soit en distinguant les sollicitations dans la section en acier de construction et dans la section en béton précontraint ou armé.

(2) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise, il convient de prendre en compte l'effet du fluage par l'utilisation de coefficients d'équivalence conformément à 4.2.3(3) et (4).

(3)P Dans le calcul de la résistance élastique à la flexion fondé sur la section transversale efficace, les contraintes limites doivent être prises égales aux valeurs suivantes :

$0,85 f_{ck} / \gamma_c$ dans le béton comprimé ;

f_y / γ_a dans l'acier de construction tendu, ou comprimé dans une section transversale de Classe 1, 2 ou 3 ;

f_y / γ_{Rd} dans l'acier de construction comprimé dans une section transversale efficace de Classe 4, avec $\gamma_{Rd} = \boxed{1,10}$;

(3) I La définition du domaine d'application de f_y / γ_{Rd} est invalidée ; par cohérence avec l'ENV 1994-1-1:1992, elle est remplacée par :

f_y / γ_{Rd} dans l'acier de construction comprimé ou tendu dans une section transversale efficace de classe 4, avec $\gamma_{Rd} = \boxed{1,10}$

(3) A Dans le cas de sections de classe 4 en I ou en caisson simplement fléchies dans le plan des âmes, et dont les semelles sont de classe 1 ou 2, il est loisible d'adopter f_y / γ_a au lieu de f_y / γ_{Rd} comme contrainte limite de flexion de l'acier de construction comprimé ou tendu. Cette possibilité n'est admise que si les éléments concernés ne sont pas soumis à d'autres risques d'instabilité.

f_{sk} / γ_s dans les armatures tendues ou comprimées. Comme alternative, les armatures comprimées dans une dalle de béton peuvent être négligées ;

$f_{p0,1k} / \gamma_p$ dans les aciers de précontrainte selon 2.5.4.4.3 de l'ENV 1993-1-1:1991. Il convient de prendre en compte la contrainte provoquée par la prédéformation initiale dans les aciers de précontrainte conformément à 4.3.1.2 de l'ENV 1992-1-1:1991.

NOTE Lorsque l'effet de la participation du béton tendu entre fissures est pris en compte, on trouvera dans l'annexe L des informations concernant le calcul des contraintes.

(4)P Les contraintes dues aux actions s'exerçant sur l'élément structural en acier seul doivent être ajoutées aux contraintes dues aux actions s'exerçant sur l'élément mixte.

4) C Les caractéristiques mécaniques d'une section mixte sont modifiées chaque fois que le béton de la dalle évolue par prise, fissuration, recompression après fissuration, fluage.

Les sollicitations de la section sont modifiées à chaque application, variation, ou suppression d'une action sur l'ouvrage (par exemple, mise en place d'un équipement, action du trafic, retrait du béton,...).

Lorsqu'il y a successivement, pour une section mixte de classe 4 :

- modification des caractéristiques mécaniques,
- modification des sollicitations,

l'addition des contraintes dans cette section doit tenir compte de l'évolution des largeurs efficaces due au voilement. Il convient de procéder de la façon suivante :

- 1) On somme, sur la section brute, les diagrammes de contraintes dus aux chargements ou déchargements successifs depuis l'origine de la construction jusqu'à la phase à vérifier, en tenant compte du phasage comme indiqué en (4).
- 2) À partir du diagramme des contraintes totales obtenu, on détermine la section efficace compte tenu du voilement.
- 3) On recalcule, pour la section efficace obtenue, les diagrammes de contraintes dus aux chargements et déchargements successifs. En sommant ces diagrammes, on obtient le diagramme final des contraintes à considérer pour vérifier la résistance élastique de la section efficace.

D'autre part, lors de la prise du béton de la dalle, les conditions d'appui des semelles connectées sont modifiées. Si ces semelles passent de classe 4 en classe 3, la méthode ci-dessus ne permet pas d'en tenir compte. Pour rester dans le cadre de cette méthode, on doit admettre que ces semelles sont de classe 3 depuis l'origine de la construction.

(5) Dans les sections comportant du béton tendu et supposé fissuré, les contraintes provoquées par les effets primaires (isostatiques) du retrait peuvent être négligées.

4.4.2 Effort tranchant

remp.

(1)P La résistance à l'effort tranchant doit être prise égale à la résistance de la section d'acier de construction conformément à l'ENV 1993-1-5:1997 et à l'ENV 1993-2:1997, sauf si la valeur d'une contribution de la partie en béton armé de la poutre a été établie.

(2)P On ne doit pas prendre en compte de contribution de la dalle de béton à l'ancrage d'un champ de tractions d'âme dans la membrure, sauf si la connexion est dimensionnée pour l'effort vertical approprié.

4.4.3 Flexion, effort normal et effort tranchant

remp.

(1)P Pour une section transversale de Classe 1 ou 2, il doit être tenu compte de l'effet d'un effort tranchant conformément à 5.4.9 de l'ENV 1993-1-1:1991.

(2)P Pour les sections transversales de Classes 3 et 4, l'ENV 1993-2:1997 est applicable en utilisant soit les contraintes calculées dans la section mixte, soit les sollicitations dans la section transversale en acier.

(3) Dans l'application de 4.3.4 de l'ENV 1993-1-5:1997 pour une poutre comportant une seule membrure mixte, la dimension de la membrure non mixte peut être prise en compte même s'il s'agit de la membrure en acier la plus grande. Il convient de prendre l'effort normal axial N_{Sd} selon 4.3.4(2) de l'ENV 1993-1-5:1997 égal à l'effort normal s'exerçant sur la section mixte.

4.4.4 Résistance au voilement par cisaillement (ne s'applique pas)

4.4.5 Interaction entre flexion et voilement par cisaillement (ne s'applique pas)

NOTE Les sujets de 4.4.4 et 4.4.5 ainsi que d'autres types de voilement de plaques sont traités dans l'ENV 1993-1-5:1997.

4.4.6 Voilement des âmes induit par les membrures

(1) Les dispositions selon 4.4.6 de l'ENV 1993-1-5:1997 sont applicables avec la modification suivante. Il convient de prendre l'aire A_{fc} de 4.4.6 de l'ENV 1993-1-5:1997 supérieure à l'aire de la membrure tendue, ou à l'aire transformée si la membrure concernée est mixte.

4.5 Analyse globale pour les structures de ponts

4.5.1 Généralités

mod.

(1)P Le modèle de calcul et les hypothèses fondamentales des calculs doivent représenter le comportement de la structure à l'état limite ultime.

(2)P Sauf si l'on effectue une analyse plus précise, les sollicitations doivent être déterminées en utilisant soit une analyse globale élastique (4.5.3) soit une analyse non linéaire (4.5.4).

(2)P **A** Les sollicitations s'exerçant dans une structure hyperstatique doivent être déterminées par une analyse globale élastique (4.5.1), à l'exception des situations accidentelles pour lesquelles une analyse globale non linéaire est admise (4.5.4).

(2)P **C** Aucune règle d'application n'est donnée pour une analyse globale non linéaire, notamment en ce qui concerne la capacité de rotation des sections. Cette analyse sera donc réservée à des structures très spécifiques ou des actions accidentelles.

(3)P L'influence des déformations doit être prise en compte, lorsque leurs effets sont significatifs, conformément à 2.3.2.1(4).

(4)P Les effets du glissement et du soulèvement peuvent être négligés au niveau des interfaces entre acier et béton où une connexion est assurée conformément à la Section 6.

4.5.2 Analyse plastique (ne s'applique pas)

4.5.3 Analyse élastique

4.5.3.1 Généralités

remp.

(1)P L'analyse globale élastique doit être fondée sur l'hypothèse que les relations moments-courbures pour les sections sont linéaires, quel que soit le niveau de contraintes.

4.5.3.2 Phasage de construction

(1)P Une analyse globale appropriée doit être effectuée pour couvrir les effets d'une construction par étapes, en *mod.* distinguant les effets des actions appliquées sur l'acier de construction et ceux des actions appliquées sur les éléments totalement ou partiellement mixtes.

4.5.3.3 Effets du fluage et du retrait du béton, et de la température

remp.

(1)P Les moments fléchissants secondaires (effets hyperstatiques) provoqués par le retrait et le fluage de la dalle de béton doivent être pris en compte.

(2) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise, l'influence du fluage du béton peut être prise en compte par l'utilisation de coefficients d'équivalence conformément à 4.2.3(3) et (4).

(3) Dans les régions où la dalle de béton est supposée être fissurée, les effets primaires (isostatiques) provoqués par le retrait peuvent être négligés dans le calcul des effets secondaires (hyperstatiques).

4.5.3.4 Effets de la fissuration du béton

remp.

(1)P Les effets de la fissuration du béton doivent être pris en compte.

(2) Pour les poutres continues, y compris les poutres longitudinales dans les tabliers à poutres multiples dont la dalle de béton est située au-dessus de la poutre en acier, une méthode simplifiée conforme à 4.5.3.4(3) ou (4) peut être utilisée lorsque la sensibilité des résultats d'une analyse globale à l'étendue de la fissuration du béton est faible. Il convient que la méthode utilisée pour prendre en compte les effets de la fissuration soit appliquée de manière cohérente dans la totalité de la structure.

(3) Les moments fléchissants négatifs s'exerçant dans les éléments mixtes au droit des appuis intermédiaires et calculés par une analyse en l'absence de fissure peuvent être réduits de valeurs n'excédant pas 10 %. Pour chaque cas de charge, il convient que les sollicitations après redistribution soient en équilibre avec les charges. Pour l'état limite ultime de fatigue pour les Catégories A, B et C selon 4.4.0.3 de l'ENV 1992-2:1996, aucune redistribution n'est autorisée.

(3) A Aucune redistribution n'est autorisée après une analyse non fissurée.

(4) Pour les ponts qui ne sont pas précontraints par armatures ou par déformations imposées (par exemple, par dénivellation d'appuis), lorsque tous les rapports de longueurs de travées continues adjacentes (minimale/maximale) entre appuis sont d'au moins 0,6, les effets de la fissuration du béton peuvent être pris en compte par l'utilisation de la rigidité de flexion $E_a I_2$ selon 4.2.3(2) sur 15 % de la portée de part et d'autre de chaque appui intérieur, et sous la forme de valeurs en l'absence de fissure $E_a I_1$ partout ailleurs. Ceci ne s'applique pas aux vérifications effectuées en cours de montage.

(4) A Cette méthode ne doit être employée que pour des tabliers de hauteur constante ou faiblement variable.

(5) Que 4.5.3.4(2) soit applicable ou non, les méthodes (a) ou (b) ci-dessous peuvent être utilisées pour la détermination des régions fissurées et de la rigidité de flexion dans ces régions. Il convient de calculer les sollicitations au moyen de la rigidité de flexion des sections non fissurées. Pour les structures dont la dalle de béton est située au-dessus de la poutre en acier, il convient que l'enveloppe de moments fléchissants utilisée soit celle correspondant à la combinaison non fréquente d'actions incluant les effets à long terme, et comportant des actions de trafic variables supposées agir uniquement sur les deux travées adjacentes à l'appui intermédiaire concerné. Pour la détermination de l'enveloppe de moments fléchissants, il convient que les charges de trafic uniformément réparties selon l'ENV 1991-3:1995 soient disposées simultanément dans les deux travées adjacentes à l'appui concerné.

a) Dans les régions où la contrainte de traction dans la fibre extrême de la dalle de béton provoquée par les sollicitations générales est supérieure à la résistance $1,3 f_{ctk,0,95}$ selon 3.1.2, il convient de réduire la rigidité à la valeur $E_a I_2$ selon 4.2.3. Cette répartition de la rigidité peut être utilisée pour l'analyse globale en vue des états limites ultimes, et des états limites de service comme spécifié dans la Section 5.

b) Dans les régions où la contrainte de traction dans la fibre extrême de la dalle de béton provoquée par les sollicitations générales est supérieure à la résistance à la traction $f_{ctk,0,95}$, il convient de réduire la rigidité à la valeur $E_a I_{2,ts}$ selon 4.2.3. Cette répartition de la rigidité peut être utilisée pour l'analyse globale en vue des états limites ultimes, et des états limites de service comme spécifié dans la Section 5.

(b) I La méthode (b) est invalidée car faisant recours à l'effet de rigidité du béton en traction.

(5) A Dans le cas d'une analyse fissurée effectuée conformément aux articles 4.5.3.4 (4) et (5), lorsque la justification des sections en travée suppose une plastification même partielle de ces sections, alors la vérification des sections dans les zones de moment négatif devra tenir compte de l'augmentation de moment résultant des plastifications des sections en travées. La méthode suivante est proposée :

À l'ELU, sous chaque cas de charge qui engendre le moment positif maximal dans chaque travée, si on constate un début de plastification en travée sous ce cas de charge, on vérifiera les zones de moment négatif en multipliant par 1,1 les sollicitations agissantes.

(6) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise dans les tabliers à poutres multiples, les éléments transversaux peuvent être supposés totalement exempts de fissures.

4.5.3.5 Précontrainte par armatures

add.

(1) Il convient de déterminer conformément à 2.5.4 et 4.3.2 de l'ENV 1992-1-1:1991 les sollicitations engendrées par une précontrainte par armatures adhérentes. Il convient de calculer conformément à l'ENV 1992-1-5:1994 les éléments comportant des aciers de précontrainte non adhérents de façon permanente.

4.5.4 Analyse globale non linéaire

add.

(1)P Une analyse globale non linéaire doit satisfaire les Principes de 4.1. Les effets suivants doivent être pris en compte :

- le comportement non linéaire provoqué par la plastification de l'acier de construction, des aciers de béton armé et des aciers de précontrainte ;
- les effets non linéaires provoqués par le fluage, le retrait et la fissuration du béton, y compris la participation du béton tendu entre fissures ;
- la relation de comportement charge/glissement de la connexion ;
- les effets provoqués par les instabilités élastiques ;
- l'ordre des opérations de construction.

NOTE Aucune règle d'application n'est donnée pour ces méthodes.

4.6 Déversement des poutres mixtes

remp.

4.6.1 Généralités

(1)P La stabilité latérale des membrures en acier comprimées doit être vérifiée sauf si la membrure est fixée à la dalle de béton au moyen de connecteurs conformes aux prescriptions de la Section 6.

(2) Lorsque l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ selon l'alinéa (3) ou 4.6.2 ne dépasse pas 0,4 il est inutile de prendre en compte l'éventualité d'un déversement.

(3) Les méthodes exposées en 5.5.2 et 5.5.4.3.1 de l'ENV 1993-2:1997 sont applicables sur la base des contraintes dans la section mixte, ou des sollicitations dans la section en acier, et des caractéristiques de la seule section d'acier, en supposant un encastrement latéral et en torsion élastique au niveau de la liaison à la dalle en béton. Pour les sections transversales de Classes 1 ou 2, la méthode simplifiée donnée en 4.6.2 peut être utilisée.

4.6.2 Flambement latéral des poutres comportant des sections de Classe 1 ou 2

(1) Il convient de prendre le moment résistant au flambement de calcul égal à :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad \dots (4.4)$$

où :

χ_{LT} est le coefficient réducteur pour le déversement selon 5.5.2 de l'ENV 1993-2:1997, dépendant de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ selon l'alinéa (2) ;

M_{Rd} est le moment résistant plastique de calcul $M_{pl,Rd}$ donné par 4.4.1.2 ou résistance de calcul non linéaire à la flexion selon 4.4.1.3.

(2) L'élançement réduit peut être déterminé par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{R,k}}{M_{cr}}} \quad \dots (4.5)$$

où :

$M_{R,k}$ est le moment résistant plastique ou moment résistant non linéaire de la section mixte correspondant aux propriétés caractéristiques du matériau, à savoir la valeur de M_{Rd} selon 4.6.2(1) lorsque les coefficients de γ_M , γ_a , γ_c et γ_s sont pris égaux à 1,0 ;

M_{cr} est le moment critique élastique de la section mixte pour le déversement. Lorsqu'elle est applicable, la méthode donnée en B.1.2 à B.1.4 de l'annexe B de l'ENV 1994-1-1:1992 peut être utilisée pour le calcul de M_{cr} .

(4.6.2) **C** À la date de rédaction du présent DAN il a été observé des anomalies dans certaines formules de l'annexe B de l'ENV 1994-1-1. Ces anomalies seront prises en compte dans l'EN 1994-1-1.

4.6.3 Effets des cadres transversaux

(1) La résistance au flambement d'une membrure comprimée qui est retenue latéralement par des cadres transversaux supplémentaires situés entre les appuis intermédiaires peut être déterminée conformément à 5.5.2.4(4) de l'ENV 1993-2:1997.

(2) Il convient de déterminer les forces transversales de calcul pour les cadres stabilisateurs conformément à 5.5.2.4(4) de l'ENV 1993-2:1997.

4.7 Éléments tendus dans les ponts mixtes

remp.

4.7.1 Généralités

(1) Dans le présent paragraphe 4.7, l'expression «système mixte» fait référence aux structures dans lesquelles la connexion applique une force de traction générale sur un élément mixte, ou en béton précontraint ou armé. Des exemples types sont fournis par les arcs autoancrés en bowstring où un élément mixte ou en béton fonctionne comme une membrure tendue dans le système principal.

(1) I Dans le présent paragraphe 4.7 l'expression «système mixte» fait référence aux structures dans lesquelles une force de traction générale est appliquée sur un élément mixte, ou en béton précontraint ou armé, par l'intermédiaire d'un assemblage local avec une structure en acier. Des exemples typiques sont fournis par les arcs autoancrés en bowstring où un élément mixte ou en béton fonctionne comme une membrure tendue dans le système principal.

(2) Les éléments tendus mixtes sont des éléments tels que les diagonales tendues de treillis ou les tirants les arcs autoancrés en bowstring, composés d'acier de construction, de béton et d'armatures et comportant une connexion conforme aux prescriptions de la Section 6.

4.7.2 Éléments tendus en béton

(1)P Un élément tendu en béton dans un «système mixte» doit être calculé conformément à l'ENV 1992-1-1:1991. Pour la précontrainte par armatures, l'effet d'une différence d'adhérence entre l'acier de précontrainte et l'acier de béton armé doit être pris en compte conformément aux Principes de 4.4.2 de l'ENV 1992-2:1996.

(2)P Pour la détermination des efforts dans l'élément tendu en béton, les effets de la fissuration du béton et sa participation entre fissures doivent être pris en compte pour l'état limite de service et l'état limite ultime, ainsi que pour la vérification de la fatigue.

NOTE Des informations concernant les effets de la participation du béton tendu entre fissures sont données dans l'article L.2 de l'annexe L.

(2)P I Cet alinéa est invalidé car faisant recours à l'effet de rigidité du béton en traction. En conséquence, l'alinéa (3) s'applique systématiquement. L'annexe L est aussi invalidée.

(3) Les effets de la participation du béton tendu entre fissures peuvent être négligés si, dans l'analyse globale, les sollicitations de l'élément en béton sont déterminées en supposant l'élément tendu en béton non fissuré, et si les sollicitations de la structure sont déterminées en supposant fissuré l'élément tendu en béton (en négligeant la participation du béton tendu entre fissures).

(4) Pour le calcul des sollicitations de l'élément tendu en béton, il convient de prendre en compte le retrait du béton. Sauf si l'on utilise une méthode plus précise, il convient d'utiliser les déformations de retrait valables pour l'élément en béton non fissuré selon l'ENV 1992-1-1:1991.

(5) Pour les éléments tendus des tabliers à poutres latérales ou des ponts en arcs autoancrés en bowstring où l'élément tendu agit comme dalle de couverture et est soumis simultanément à des effets locaux et généraux combinés, il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement pour l'effort tranchant et pour le cisaillement de poinçonnement engendrés par les charges permanentes et les charges de trafic conformément à 4.3.2.3 de l'ENV 1992-1-1:1991 en prenant en compte l'effort normal N_{sd} dans l'élément en béton armé conformément à 4.7.2(2) ou (3).

(5) I Pour la justification du béton, se reporter à l'ENV 1992-2 DAN (en particulier en 4.3.1.1 amendé).

Pour les éléments tendus des tabliers à poutres latérales ou des ponts en arcs autoancrés en bowstring où l'élément tendu agit comme dalle de couverture et est soumis simultanément à des effets locaux et généraux combinés, il convient d'appliquer le principe défini en 4.1.1 (10) pour considérer une éventuelle combinaison de ces efforts.

(6) Aux extrémités des éléments tendus en béton, pour l'introduction d'un effort normal, il convient de prévoir un groupe concentré de connecteurs calculé conformément aux prescriptions de la Section 6. Il convient que la connexion soit capable de transmettre la valeur de calcul de l'effort normal dans l'élément tendu en béton sur une longueur de $1,5 b$ où b représente la plus grande des deux valeurs de la saillie de l'élément en béton ou de la moitié de la distance séparant des éléments en acier adjacents. Lorsque les connecteurs sont vérifiés pour un effort normal déterminé selon l'alinéa (2), il convient d'appliquer un coefficient partiel supplémentaire $\gamma_F = 1,25$ afin de prendre en compte les incertitudes de la résistance à la traction du béton.

4.7.3 Éléments tendus mixtes

(1)P Pour les états limites ultimes autres que la fatigue, les éléments tendus mixtes doivent être calculés pour la résistance à la flexion et à la traction sans tenir compte de la résistance à la traction du béton. Le calcul doit être effectué conformément aux Principes de 4.4.

(2)P Pour l'état limite ultime de fatigue, les contraintes dans les armatures doivent être déterminées en prenant en compte l'effet de participation du béton tendu entre fissures.

NOTE Des informations concernant les effets de la participation du béton tendu entre fissures sont données dans l'article L.2 de l'annexe L.

(2) I Le présent alinéa est invalidé car faisant recours à l'effet du béton en traction. En conséquence, (3) s'applique systématiquement. Pour la fatigue du béton tendu, voir l'ENV 1992-2, 4.3.7.

(2) C D'autres méthodes validées sont acceptables.

(3) Les effets de la participation du béton tendu entre fissures peuvent être négligés si les sollicitations de l'élément en béton armé sont déterminées en supposant l'élément mixte non fissuré, et si les sollicitations de la section de structure sont déterminées en supposant fissuré l'élément mixte (en négligeant la participation du béton tendu entre fissures).

(4) Pour les éléments tendus mixtes soumis à la traction et à la flexion, il convient de réaliser une connexion conforme aux prescriptions de la Section 6.

(5)P Des dispositions doivent être prises pour que les sollicitations appliquées par les éléments assemblés aux extrémités soient réparties entre les éléments en acier de construction et les éléments en béton armé, en prenant en compte la connexion au niveau de l'interface entre l'acier de construction et le béton.

(6) Pour les éléments tendus mixtes tels que les diagonales de treillis, il convient que la longueur d'introduction de l'effort de cisaillement ne soit pas supposée supérieure à deux fois la dimension transversale minimale de l'élément tendu mixte.

4.8 Éléments comprimés mixtes

4.8.1 Objet

(4)P Sauf spécification contraire, des éléments comprimés mixtes peuvent être utilisés dans les ponts.
add.

NOTE Les règles de 4.8 de l'ENV 1994-1-1:1992 ont été formulées à l'origine pour les bâtiments et l'expérience de son utilisation dans les ponts est limitée.

4.8.2 Méthode générale de calcul

4.8.2.5 Épaisseur d'enrobage et armatures

(2) Il convient que l'épaisseur d'enrobage de béton d'une semelle de profilé en acier totalement enrobé ne soit *mod.* pas inférieure à 50 mm ni inférieure à un sixième de la largeur b de la membrure. Il convient que l'enrobage des armatures soit conforme aux prescriptions de 4.1.3.3 de l'ENV 1992-2:1996.

4.8.2.6 **Cisaillement entre les composants en acier et en béton**

(1)P Pour les ponts, 4.8.2.7 n'est applicable que pour les situations de charges accidentelles.
rempl.

(3) Pour les éléments comprimés mixtes dans les ponts, il convient que l'effort normal engendré lors de situations de projet durables soit introduit dans le béton par un appui direct et/ou par une connexion mécanique sur une longueur ne dépassant pas deux fois la plus petite dimension transversale.

4.8.3 **Méthode de calcul simplifiée**

4.8.3.1 **Objet**

(3)(c) Il convient que l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ défini en 4.8.3.7 ne soit pas supérieur à 1,5.
mod.

(3)(f) Ne s'applique pas.

4.8.3.13 **Résistance des éléments à la compression et à la flexion uniaxiale**

(6) Lorsque l'effort normal N_{sd} et le moment fléchissant M_{sd} agissants sont indépendants, l'augmentation de la résistance à la flexion engendrée par l'effort normal peut être surestimée. Il convient que ceci soit pris en compte par l'utilisation de coefficients partiels de charge conformément à 2.3.3.1(103) de l'ENV 1992-2:1996.

(6) A La référence est en fait 9.4.2.8 de l'ENV 1991-1:1994.
--

4.9 **Sollicitations dans les ossatures pour les bâtiments (ne s'applique pas)**

4.10 **Assemblages mixtes dans les ossatures contreventées de bâtiment (ne s'applique pas)**

4.11 **Poutres-caissons**

add.

(1)P 5.2.3.3 de l'ENV 1993-2:1997 est applicable avec des ajouts dans les alinéas (2) à (6). Pour l'analyse globale, la rigidité de flexion de la dalle de béton dans le sens longitudinal doit être conforme aux Principes de 4.5. Dans le sens transversal, la rigidité non fissurée peut être utilisée.

(2) Il convient que la rigidité de torsion soit calculée pour une section transversale homogénéisée dans laquelle l'épaisseur de dalle est réduite par le rapport entre les modules de cisaillement de l'acier et du béton, et où cette aire est supposée située au centre de la dalle. Le module de cisaillement pour le béton peut être tiré de l'ENV 1992-1-1:1991 ou, pour simplifier, le rapport entre les modules de cisaillement peut être supposé égal à celui existant entre les modules d'élasticité (coefficient d'équivalence). Si la contrainte de cisaillement de membrane est élevée au point d'exiger des armatures de cisaillement, il convient que le calcul soit effectué en prenant en compte une épaisseur de dalle réduite de moitié, sauf si l'effet de la fissuration est pris en compte de façon plus précise.

(3) Il convient que les effets de la distorsion soient pris en compte conformément à 5.2.3.3 de l'ENV 1993-2:1997.

(4) Il convient que l'effort longitudinal de cisaillement s'exerçant sur les connecteurs comprenne les effets de la flexion, de la torsion de St Venant ainsi que de la distorsion si celle-ci n'est pas négligeable conformément à l'alinéa (3). Pour les caissons dont la partie supérieure est fermée par une membrure supérieure calculée comme une dalle mixte, voir 7.7.

(5) Une poutre-caisson à partie supérieure ouverte peut recevoir une tôle profilée en acier ne servant de partie de structure qu'en cours de montage, à condition que sa résistance et sa fixation soient vérifiées conformément à l'ENV 1993-1-3:1996.

4.12 Fatigue

add.

4.12 A Les aciers passifs et actifs des éléments en béton d'une structure mixte ne font pas l'objet d'une vérification à la fatigue sous les effets généraux. Ils devront être vérifiés sous les effets locaux comme indiqué dans l'ENV 1992-2, en 4.3.7.

4.12.1 Généralités

(1)P La résistance des ponts-routes et ponts-rails mixtes à la fatigue doit être vérifiée.

(2) Il convient que la vérification des éléments en béton armé et/ou précontraint respecte 4.3.7 de l'ENV 1992-2:1996.

(2) A Voir en particulier les alinéas introduits par le DAN de l'ENV 1993-2 en 4.3.7.

(2) Il convient que la vérification des éléments en acier respecte la Section 9 de l'ENV 1993-2:1997.

(3) C La section 9 de l'ENV 1993-2 est invalidée par son DAN.

(4) Il convient que la vérification des connecteurs respecte 6.1.5.

4.12.2 Chargement de fatigue et coefficients partiels

(1)P Les modèles de charge de fatigue doivent respecter 4.6 et 6.9 de l'ENV 1991-3:1995.

(2) Pour les ponts-routes, des méthodes simplifiées conformes aux prescriptions de l'ENV 1992-2:1996 et de l'ENV 1993-2:1997, fondées sur le Modèle de Charge de Fatigue 3 de 4.6 de l'ENV 1991-3:1995, peuvent être utilisées pour les vérifications de résistance à la fatigue.

(3) Il convient que les coefficients partiels pour les charges de fatigue soient tirés de 9.3(1)P de l'ENV 1993-2:1997.

(4) Il convient que les coefficients partiels pour la résistance à la fatigue soient tirés de 9.3(2) de l'ENV 1993-2:1997.

(1) à (4) I Ces articles sont invalidés, voir les raisons de l'invalidation du chapitre 9 de l'ENV 1993-2 DAN.
--

(5) Pour le béton, les armatures et les aciers de précontrainte, 4.3.7.2 et l'annexe 106 de l'ENV 1992-2:1996 sont applicables.

4.12.3 Sollicitations

(4.12.3 à 4.12.6) I En cohérence avec l'invalidation du chapitre 9 de l'ENV 1993-2 DAN, qui précise la démarche à adopter. Par ailleurs, il convient que le calcul des contraintes soit fondé sur les hypothèses données en 5.1.4.1.
--

(1)P Les sollicitations doivent être déterminées pour le modèle de charge de fatigue spécifié par l'autorité compétente.

(2) Pour l'évaluation simplifiée selon 4.12.6(1), les moments fléchissants minimum et maximum engendrés par les modèles de charge de fatigue appropriés de l'ENV 1991-3:1995 sont donnés par :

$$M_{\max,f,E} = M_{\text{perm}} + \lambda M_{\max,f} \quad \dots (4.6)$$

$$M_{\min,f,E} = M_{\text{perm}} + \lambda M_{\min,f} \quad \dots (4.7)$$

où :

M_{perm} est le moment fléchissant le plus défavorable s'exerçant dans la section mixte pour la combinaison non fréquente en négligeant les charges de trafic ;

$M_{\max,f}$ est le moment fléchissant maximum engendré par le modèle de charge de fatigue de l'ENV 1991-3:1995 ;

$M_{\min,f}$ est le moment fléchissant minimum engendré par le modèle de charge de fatigue de l'ENV 1991-3:1995,

λ est le facteur de correction selon (3) et (4) pour le calcul de l'étendue de contrainte équivalente en dommages à partir de l'étendue de contrainte engendrée par le modèle de charge de fatigue 3 pour les ponts-routes ou par le modèle de charge 71 pour les ponts-rails.

(3) Pour l'acier de béton armé et de précontrainte, il convient de déterminer $\lambda = \lambda_s$ conformément à A.106.2 et A.106.3 de l'ENV 1992-2:1996. Pour les ponts-routes, il convient d'utiliser le modèle de charge de fatigue 3 avec le coefficient de A.106.2, P(101) de l'ENV 1992-2:1996.

(4) Pour la vérification de l'acier de construction, λ représente $\Phi_2\lambda_1\lambda_2\lambda_3\lambda_4$, et il convient que sa valeur soit déterminée conformément à 9.4(5), 9.5.1 et 9.5.2 de l'ENV 1993-2:1997.

4.12.4 Contraintes et étendue de contraintes $\Delta\sigma_E$

(1) Il convient que le calcul des contraintes soit fondé sur les hypothèses données en 5.1.4.1.

(2)P Pour les membrures en béton tendues et précontraintes par des armatures, les différences d'adhérence entre les aciers de précontrainte et de béton armé doivent être prises en compte.

(3) Il convient de prendre en compte la fissuration du béton conformément à 5.1.4.2.

(4) Pour le calcul de l'étendue de contraintes $\Delta\sigma_E$ selon 4.12.6(1) dans les aciers de béton armé et/ou de précontrainte des sections fissurées, il convient de prendre en compte l'effet de participation du béton tendu entre fissures.

NOTE Des informations concernant la détermination des contraintes prenant en compte les effets de participation du béton tendu entre fissures sont données dans l'article L.5 de l'annexe L.

(5) Pour simplifier (comme alternative à l'alinéa (4)), les contraintes dans les aciers de béton armé et de précontrainte peuvent être calculées conformément aux alinéas (7) et (8).

(6) Pour le calcul de l'étendue de contraintes $\Delta\sigma_E$ selon 4.12.6(1) dans l'acier de construction de sections fissurées, l'effet de la participation du béton tendu peut être pris en compte. Pour simplifier, pour les sections fissurées selon (3) les contraintes dans l'acier de construction peuvent être déterminées en négligeant les effets de la participation du béton tendu et en utilisant le moment d'inertie de flexion I_2 conformément à 4.2.3.

(7) Dans les régions où les moments fléchissants globaux $M_{\max,f,E}$ et $M_{\min,f,E}$ engendrent une traction dans la dalle de béton, les contraintes dans les aciers de béton armé et de précontrainte sont données par :

$$\sigma_{\max,f,E} = \sigma_{s,\max,EC} \frac{M_{\max,f,E}}{M_{\max,EC}} \quad \dots (4.8)$$

$$\sigma_{\min,f,E} = \sigma_{s,\min,EC} \frac{M_{\min,f,E}}{M_{\min,EC}} \quad \dots (4.9)$$

où :

$\sigma_{s,max,EC}$ est la contrainte dans les aciers de béton armé et de précontrainte engendrée par $M_{max,EC}$ déterminé conformément à 5.3.3.1(2) ;

$M_{max,EC}$ est le moment fléchissant dans la section mixte pour la combinaison de charges non fréquente incluant les charges de trafic selon les Sections 4 et 6 de l'ENV 1991-3:1995 ;

et $M_{min,f,E}$ et $M_{max,f,E}$ tels que définis en 4.12.3(2).

(8) Si $M_{min,f,E}$ selon 4.12.3(2) engendre une compression dans la dalle de béton, il convient que les contraintes $\sigma_{min,f,E}$ dans les armatures de béton armé et de précontrainte, et dans l'acier de construction soient déterminées à partir des caractéristiques de section transversale de la section non fissurée en utilisant le coefficient d'équivalence pour le chargement à court terme pour le moment fléchissant $M_{min,f}$ tel que défini dans 4.12.3(2).

(9) Les étendues de contraintes résultant des effets généraux peuvent être calculées au moyen de :

$$\Delta\sigma_{E, glob} = |\sigma_{max,f,E} - \sigma_{min,f,E}| \quad \dots (4.10)$$

où :

$\sigma_{max,f,E}$ est la contrainte maximale engendrée par le moment fléchissant $M_{max,f,E}$ selon 4.12.3(2) ;

$\sigma_{min,f,E}$ est la contrainte minimale engendrée par le moment fléchissant $M_{min,f,E}$ selon (6) ou (8) pour l'acier de construction, et selon (7) et/ou (8) pour les armatures de béton armé et de précontrainte.

(10) Lorsqu'un élément est soumis à des effets locaux et généraux combinés, les effets séparés peuvent être combinés au moyen de :

$$\Delta\sigma_E = \Delta\sigma_{E, glob} + \lambda_{loc} \Delta\sigma_{loc} \quad \dots (4.11)$$

où :

$\Delta\sigma_{E, glob}$ est l'étendue de contraintes équivalente en dommages engendrés par les effets généraux selon (9) ;

λ_{loc} est le facteur de correction selon 4.12.3(3) et (4) pour les effets locaux ;

$\Delta\sigma_{loc}$ est l'étendue de contraintes engendrée par les effets locaux.

(11) Pour le calcul des contraintes dans les connecteurs, voir 6.1.5(1) et 6.2.2.

4.12.5 Résistance à la fatigue

(1) Pour le béton comprimé, les vérifications de la fatigue ne sont pas nécessaires pour les ponts-routes et les passerelles, si 5.2(3) est satisfaite. Pour les ponts-rails, voir 4.3.7.4 de l'ENV 1992-1:1996.

(2) Il convient de tirer les résistances à la fatigue de l'acier de béton armé et de l'acier de précontrainte de 4.3.7.7 et 4.3.7.8 de l'ENV 1992-2:1996.

(3) Pour la résistance à la fatigue de l'acier de construction, voir 9.6 de l'ENV 1993-2:1997.

(4)P Pour la résistance à la fatigue des connecteurs, voir 6.1.5 et 6.3.8.

4.12.6 Évaluation simplifiée

(1) Il convient que l'expression suivante soit satisfaite pour la vérification de l'acier de construction, l'acier de béton armé et l'acier de précontrainte.

$$\gamma_{Fi} \Delta\sigma_E \leq \frac{\Delta\sigma_{Rk}(N^*)}{\gamma_{Mf}} \quad \dots (4.12)$$

où :

γ_{Ff} est donné en 4.12.2(3) ;

γ_{Mf} est donné en 4.12.2(4) et (5) ;

$\Delta\sigma_E$ est l'étendue de contraintes équivalente en dommages selon 4.12.4 ;

$\Delta\sigma_{Rk}(N^*)$ est l'étendue de contraintes caractéristique à N^* cycles tirée des droites S-N appropriées où pour l'acier de béton armé et de précontrainte $\Delta\sigma_{Rk}(N^*)$ est égal à $\Delta\sigma_{RSk}(N^*)$ conformément à 4.3.7.5 de l'ENV 1992-2:1996. Pour l'acier de construction, $\Delta\sigma_{Rk}(N^*)$ représente la résistance à la fatigue pour $2 \cdot 10^6$ cycles. Voir 9.6 de l'ENV 1993-2:1997.

(2) L'évaluation simplifiée de la fatigue pour les connecteurs est donnée en 6.1.5.

(3) Il convient que la vérification pour le béton comprimé respecte 4.3.7.4 de l'ENV 1992-2:1996.

(4) Pour les armatures, 4.3.7.5(101) et (102) de l'ENV 1992-2:1996 sont applicables.

5 États limites de service

remp.

5.1 Généralités

5.1.1 Objet

(1) La présente Section couvre les états limites de service courants, tels qu'indiqués en 2.2.1.1(6).

5.1.2 Classification des structures

(1)P Le pont mixte ou des parties spécifiques de celui-ci doivent être classifiés en classes d'exposition conformément à 4.4.0.3(101)P de l'ENV 1992-2:1996.

(2) Afin de garantir le comportement exigé, le pont ou ses parties peuvent être classifiées en catégories de calcul pour la vérification d'aptitude au service, conformément à 4.4.0.3 de l'ENV 1992-2:1996. Il convient que la catégorie appropriée fasse l'objet d'un accord avec le Maître d'Ouvrage. 4.4.0.3 de l'ENV 1992-2:1996 s'applique tant aux phases de construction qu'aux situations durables.

(2) **C** La catégorie A s'applique aux tabliers comportant des dalles préfabriquées à joints secs.
En général, les ouvrages mixtes relèvent de la catégorie D, sauf en cas d'atmosphère agressive.
Les catégories B et C concernent en général les ouvrages précontraints longitudinalement. Elles peuvent également être retenues en cas de vulnérabilité particulière de l'ouvrage vis-à-vis des conditions d'exposition.

(3) Il convient de prendre la combinaison d'actions pour les vérifications suivantes aux états limites de service d'après 4.4.0.3 de l'ENV 1992-2:1996, sauf spécification contraire dans l'article concerné.

5.1.3 Analyse globale pour les états limites de service

(1) Il convient que les sections efficaces soient conformes à 4.2.1 pour les états limites de service.

(2) Il convient de déterminer les sollicitations par l'analyse globale élastique selon 4.5.3.

(3) Il convient d'utiliser les combinaisons d'actions selon 5.1.2(2).

(4)P Pour l'ordre des opérations de construction, voir 4.5.3.2(1)P.

(5) Il convient de prendre en compte les effets du fluage et du retrait de la dalle de béton conformément à 4.5.3.3.

- (6) Il convient de prendre en compte les effets de la fissuration du béton conformément à 4.5.3.4.
- (7) Pour les ponts précontraints par armatures ou par déformations imposées, il convient de ne pas procéder à une redistribution du moment fléchissant conformément à 4.5.3.4(3).
- (8)P Les effets de la température et des différences de température selon l'ENV 1991-2-5:1997 doivent être pris en compte dans les vérifications.
- (9) Si au cours du bétonnage et du durcissement du béton de couverture la température de la semelle supérieure en acier est très basse en raison de conditions climatiques extrêmes, il convient de prendre en compte une différence supplémentaire de température.

5.1.4 Calcul des contraintes dans les sections transversales

5.1.4.1 Généralités

- (1)P Le calcul des contraintes à l'état limite de service doit prendre en compte les effets suivants, lorsqu'il y a lieu :
- le traînage de cisaillement ;
 - le fluage et le retrait du béton ;
 - la fissuration et la participation du béton tendu ;
 - la précontrainte ;
 - l'ordre des opérations d'exécution ;
 - les effets de la température ;
 - les tassements des appuis.

5.1.4.1 (1) **A** Il n'y a pas lieu de tenir compte de la participation du béton tendu, l'annexe L étant invalidée.

Il y a lieu de tenir compte du gauchissement et de la distorsion des sections dans l'évaluation des contraintes.

Il est admis de prendre en compte certains de ces effets (gauchissement, distorsion) sur l'analyse globale de manière simplifiée pour calculer les contraintes normales moyennes sur la largeur des semelles de poutres rectilignes en profil ouvert.

Il convient de prendre en compte la fissuration de la dalle selon 4.5.3.4. Lorsqu'on utilise la méthode simplifiée donnée en 5.4.3.4 (3), il convient de majorer de 15 % les contraintes normales dans l'acier.

- (2) Le traînage de cisaillement peut être pris en compte conformément à 4.2.2.2.
- (3) En l'absence d'une analyse plus rigoureuse, les effets du fluage et du retrait peuvent être pris en compte par l'utilisation de coefficients d'équivalence, comme indiqué en 4.2.3(4).
- (4) Il convient de totaliser les contraintes dans la dalle de béton et dans ses armatures en raison des actions locales et générales simultanées.

NOTE Tant qu'aucun facteur ψ n'est donné dans l'ENV 1991-3:1995 pour la combinaison des effets locaux et globaux, le facteur de combinaison $\psi = 1$ peut être utilisé.

(4) **I** Voir l'ENV 1992-2 DAN, en 4.4.0.3.

- (5) Dans les sections fissurées, les effets isostatiques du retrait peuvent être négligés lors de la vérification des contraintes.

5.1.4.2 Traction dans le béton

- (1)P Dans l'analyse des sections, la résistance à la traction du béton doit être négligée.
- (2) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise pour la détermination de l'effet de la participation du béton tendu entre fissures, les contraintes dans les aciers de béton armé et de précontrainte peuvent être déterminées conformément à 5.3.3.
- (3) L'influence de la participation du béton tendu entre fissures sur les contraintes s'exerçant dans l'acier de construction peut être négligée.

5.2 Limitation des contraintes

- (1)P On doit éviter un excès de fluage et de microfissuration en limitant la contrainte de compression dans le béton.
- (2) Pour le béton précontraint par des armatures et/ou par des déformations imposées permanentes et/ou variables, il convient de limiter la contrainte de compression maximale lors de la mise en précontrainte à $0,6 f_c(t)$ conformément à 4.4.1.1 de l'ENV 1992-2:1996.
- (3) Pour le béton précontraint par des câbles et/ou par des déformations imposées permanentes et variables, il convient de limiter la contrainte de compression dans le béton sous la combinaison d'actions non fréquente avec la valeur caractéristique de précontrainte à $0,6 f_{ck}$ conformément à 4.4.1.1 de l'ENV 1992-2:1996, sauf si la zone comprimée est confinée, par exemple, par des armatures transversales dépassant 1 % du volume de la zone comprimée.
- (4)P La contrainte dans les aciers de béton armé et de précontrainte doit être telle que les déformations non élastiques dans les aciers soient évitées.
- (5) Il convient que la contrainte de traction dans les aciers de béton armé sous la combinaison non fréquente d'actions ne soit pas supérieure à $0,8 f_{sk}$ conformément à 4.4.1.1 de l'ENV 1992-2:1996.
- (6) Il convient que la contrainte dans les armatures de précontrainte au temps infini sous la combinaison quasi-permanente d'actions ne soit pas supérieure à $0,65 f_{pk}$ après prise en compte de toutes les pertes conformément à 4.4.1.1 de l'ENV 1992-2:1996.
- (7) Pour les éléments préfabriqués qui sont soumis à un système de contrôle approprié, voir. Section 7 de l'ENV 1992-1-1:1991, la valeur $0,6 f_c(t)$ selon 4.4.1.1 de l'ENV 1992-2:1996 peut être dépassée en cours de construction de 10 % si un contrôle strict de la résistance est réalisé et si une vérification de la perte de précontrainte au moment considéré est effectuée.
- (8) Il convient que les contraintes dans l'acier de construction sous la combinaison caractéristique d'actions soient conformes à 4.3 de l'ENV 1993-2:1997.

(8) C Le coefficient γ_{ser} de l'ENV 1993-2:1997 est fixé à 1,0.

- (9) Il convient que les efforts appliqués à un connecteur soient limités conformément à 6.1.3(2).

5.3 Maîtrise de la fissuration et de la décompression

5.3.1 Généralités

(5.3.1.) C Voir 5.1.2. (2) pour le choix des catégories. Les critères de vérification de la non-décompression et de l'ouverture des fissures sont données dans l'ENV 1992-2 en fonction de la catégorie.

- (1)P La fissuration doit être limitée à un niveau qui ne risque pas d'altérer le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.
- (2) Pour les catégories de calcul A, B et C selon 4.4.0.3 de l'ENV 1992-2:1996, aucune contrainte de traction dans le béton n'est autorisée sous la combinaison de charges concernée.
- (3)P Des limites appropriées pour les largeurs de calcul des fissures, prenant en compte la nature et la fonction prévues de la structure, doivent être déterminées.
- (4) Il convient que les limites de largeur de calcul des fissures fassent l'objet d'un accord du Maître d'Ouvrage.

(5)P La limitation des fissures à une largeur acceptable, ainsi que la prévention de fissurations incontrôlées entre des barres largement espacées, doivent être obtenues en s'assurant qu'une quantité minimale d'armatures adhérentes soit présente dans toutes les sections susceptibles d'être soumises à une traction engendrée par des déformations imposées variables et permanentes et/ou un chargement direct, et que cette quantité est suffisante pour garantir que les armatures resteront élastiques et que la largeur de fissure sera limitée à la largeur de calcul lors de l'apparition de la première fissure.

(6) En l'absence d'exigences spécifiques, on peut considérer que pour les classes d'exposition 2 à 4 selon 4.1.3.3 de l'ENV 1992-1-1:1991, la limitation de la largeur de calcul des fissures à 0,3 mm pour le béton armé et à 0,2 mm pour les ponts mixtes précontraints par des armatures situées dans la dalle de béton est en général suffisante pour la durabilité. Lorsqu'il existe des armatures pour béton armé dans le sens longitudinal et une précontrainte par armatures dans le sens transversal, il convient que les largeurs des fissures soient limitées à 0,2 mm dans le sens longitudinal.

(6) I Dans le cas de précontrainte transversale et non longitudinale, on conserve la limite de 0,3 mm.

(7) Des Règles d'application sont données en 5.3.2 et 5.3.3 pour les largeurs de fissure de calcul w_k de 0,3 mm pour le béton armé et de 0,2 mm pour le béton précontraint, pour l'usage général. Pour l'usage général, il convient que les armatures de béton armé soient à haute adhérence, conformément à 3.2.2(1). Pour d'autres largeurs de calcul des fissures, il convient de se reporter à 4.4.2.3 de l'ENV 1992-2:1996.

(8) Des armatures minimales selon 5.3.2 conviennent pour maîtriser la largeur de fissures conformément à 5.3.1(7) à condition que l'on puisse vérifier que sous la combinaison d'actions appropriée pour le contrôle de la largeur de fissures, la contrainte dans le béton dans la fibre extrême de la section n'est pas supérieure à la valeur moyenne de la résistance à la traction du béton ($\sigma_c \leq f_{ctm}$).

(9) Lorsque 5.3.1(8) n'est pas satisfaite, il convient d'appliquer 5.3.2 et 5.3.3.

(10) Il convient normalement de ne pas utiliser d'armatures de béton armé d'un diamètre inférieur à 10 mm.

(10) I Cette limitation est trop sévère.

5.3.2 Armatures minimales

5.3.2.1 Généralités

(1) Il convient de mettre en œuvre des armatures minimales conformément à 4.4.2.2.1 de l'ENV 1992-2:1996 pour des raisons de durabilité et d'aspect.

5.3.2.2 Armatures minimales pour les ponts ne comportant pas d'aciers de précontrainte

(1) Lors de la détermination de l'aire minimale d'armatures exigée pour garantir que les armatures restent élastiques lors de la première apparition de fissures, il convient de prendre en compte les différents types de déformations imposées ou gênées distingués dans 4.4.2.2 de l'ENV 1992-1-1:1991, ainsi que la répartition des contraintes dans le béton juste avant l'apparition de fissures. Il convient de mettre en œuvre les armatures minimales selon (2) à l'endroit où sous la combinaison non fréquente d'actions le béton armé supporte une contrainte de traction, et où, pour le béton précontraint, les contraintes sont inférieures à 1 N/mm² en compression.

(2) Lorsque les largeurs de fissures doivent être maîtrisées dans une membrure en béton d'un pont mixte (et sauf si un calcul plus rigoureux montre qu'une aire inférieure conviendrait) au voisinage de la face soumise à la plus grande déformation par traction, il convient que les armatures minimales dans l'aire efficace de la membrure de béton dans la zone de traction, A_{ct} , satisfassent les exigences de 4.4.2.2.3 de l'ENV 1992-2:1996 avec :

$$\rho_s \geq \frac{0,9k_c k f_{ctm}}{\sigma_s} \quad \dots (5.1)$$

où :

ρ_s est le rapport de l'aire d'armatures de béton armé à l'aire de la zone en traction de la partie de la section transversale considérée : $\rho_s = A_s / A_{ct}$,

A_{ct} est l'aire de la zone en traction immédiatement avant la fissuration de la section transversale ; pour simplifier, il convient d'utiliser l'aire de la section de béton dans la largeur efficace,

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad \dots (5.2)$$

où :

h_c est l'épaisseur de la dalle en béton ;

z_0 est la distance verticale entre les centres de gravité de la membrure de béton non armée et non fissurée et de la section mixte non armée et non fissurée, calculée avec le coefficient d'équivalence pour les effets à court terme, E_a / E_{cm} ;

k est généralement pris égal à $k = 0,8$;

f_{ctm} est la valeur moyenne de la résistance à la traction du béton ;

σ_s est la contrainte dans les armatures minimales selon le tableau 5.1. La contrainte σ_s est fonction du diamètre de barre maximum ϕ_s^* donné dans le tableau 5.1 (voir également 5.3.1(10)) ;

σ_s peut être augmenté au moyen d'un facteur.

$$\eta = \sqrt{f_{ctm} / f_{ctm}^*}$$

où :

$f_{ctm}^* = 2,5 \text{ N/mm}^2$, et f_{ctm} est la résistance réelle à la traction du béton. Il convient que σ_s ne soit pas supérieur à kf_{sk}

(3) Il convient qu'au moins la moitié des armatures minimales exigées soient placées entre la mi-hauteur de la dalle et la face soumise à la plus grande déformation par traction.

**Tableau 5.1 — Contrainte dans l'acier —
Diamètre de barre maximal ϕ_s^***

Contrainte de compression σ_s [N/mm ²]	Dimension de barre maximale ϕ_s^* [mm]	
	Sections armées	Sections précontraintes
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	—

5.3.2.3 Armatures minimales pour les ponts avec aciers adhérents de précontrainte

(1) La contribution de l'acier de précontrainte à la limitation de largeur de fissure peut être prise en compte.

(2) Pour les ponts avec précontrainte par armatures, il convient que le taux minimal d'armatures ρ_s soit le suivant :

$$\rho_s = \frac{0,9k_c k f_{ctm}}{\sigma_s} - \xi_1 \rho_p \quad \dots (5.3)$$

où :

ξ_1 est le rapport corrigé de résistance à l'adhérence selon 5.3.3.2(2) ;

ρ_p est le rapport de l'aire d'acier de précontrainte dans une zone ne dépassant pas 300 mm autour de l'armature courante dans la zone en traction à l'aire de la zone en traction de la partie de la section transversale considérée : $\rho_p = A_p/A_{ct}$.

5.3.3 Maîtrise de la fissuration

5.3.3.1 Ponts sans aciers de précontrainte

(1) Il convient de déterminer les contraintes de traction dans les armatures par l'analyse élastique des sections transversales. L'effet de la participation du béton tendu entre fissures dans une section transversale engendre une augmentation de la contrainte de traction jusqu'à une valeur σ_s qui est à considérer pour la maîtrise de la fissuration. Cette contrainte de traction σ_s peut être calculée conformément à l'alinéa (2).

(2) La contrainte de traction dans les armatures pour les ponts sans aciers de précontrainte peut être calculée au moyen de :

$$\sigma_s = \sigma_{se} + \frac{0,4f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad \dots (5.4)$$

où :

σ_{se} est la contrainte dans les armatures, calculée en négligeant le béton tendu ;

A_{ct} est l'aire de la zone de traction immédiatement avant la fissuration de la section transversale ; pour simplifier, il convient d'utiliser l'aire de la section de béton contenue dans la largeur efficace ;

A_s est l'aire totale de toutes les nappes d'armatures longitudinales à l'intérieur de l'aire efficace A_{ct} ;

$\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

f_{ctm} est la résistance à la traction moyenne du béton ;

$\alpha_{st} = A I / (A_a I_a)$;

où A et I représentent l'aire et le moment d'inertie de flexion, respectivement, de la section mixte en négligeant le béton tendu ; et A_a et I_a représentent les caractéristiques correspondantes de la section en acier de construction.

(3) Les largeurs de fissures peuvent être considérées comme convenablement maîtrisées si le diamètre de barre n'est pas supérieur à la valeur donnée dans le Tableau 5.1 (voir également 5.3.1(10)), ou si, lorsque la contrainte dans l'acier σ_s se situe dans la plage disponible, l'espacement de barres maximum n'est pas supérieur aux limites données dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 — Espacement de barres maximal pour les barres à haute adhérence

Contrainte dans l'acier σ_s [N/mm ²]	160	200	240	280
Espacement de barres maximal [mm]	200	150	125	75

5.3.3.2 Ponts avec aciers de précontrainte

(1) 5.3.3.1(1) et (3) s'appliquent. Il convient de calculer les contraintes s'exerçant dans les aciers de béton armé et de précontrainte conformément à l'alinéa (2) en prenant en compte les comportements d'adhérence différents de l'acier de précontrainte et de l'acier de béton armé.

(2) Les contraintes σ_s dans les armatures ainsi que les contraintes σ_p dans les aciers de précontrainte dues aux moments externes peuvent être calculées par les expressions suivantes :

$$\sigma_s = \sigma_s^{\parallel} + 0,4f_{ctm} \left(\frac{1}{eff\rho_p} - \frac{1}{eff\rho_{tot}} \right) \quad \dots (5.5)$$

$$\sigma_p = \sigma_s^{\parallel} - 0,4f_{ctm} \left(\frac{1}{eff\rho_{tot}} - \frac{\xi_1^2}{eff\rho_p} \right) \quad \dots (5.6)$$

avec :

$$\sigma_s^{\parallel} = \sigma_{se} + \frac{0,4f_{ctm}}{eff\rho_p} \alpha_{st} \quad \dots (5.7)$$

où les symboles sont définis en 5.3.3.1(2) et de la façon suivante :

σ_s est la contrainte dans les aciers de béton armé due aux moments externes ;

σ_p est la contrainte dans les aciers de précontrainte due aux moments externes ; il convient d'ajouter à cette contrainte la contrainte résultant de l'effort de précontrainte.

avec :

$$eff\rho_p = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{ct}} \quad \quad \quad eff\rho_{tot} = \frac{A_s + A_p}{A_{ct}}$$

où :

A_p est l'aire des aciers de précontrainte à l'intérieur de l'aire efficace A_{ct} ,

ξ_1 est le rapport corrigé des résistances d'adhérence prenant en compte les différents diamètres d'acier de béton armé et de précontrainte, et qui peut être calculé par l'expression :

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$$

Si seuls des aciers de précontrainte sont utilisés, il convient de prendre ξ_1 égal à 1,0 ;

ϕ_s est le plus grand diamètre de l'acier de béton armé ;

ϕ_p est le diamètre équivalent de l'acier de précontrainte ;

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

$\phi_p = 1,75 \phi_{fil}$ pour les torons simples comportant 7 fils ;

$\phi_p = 1,20 \phi_{fil}$ pour les torons simples comportant 3 fils ;

ξ est le rapport des résistances d'adhérence moyenne de l'acier de précontrainte et de l'acier à haute adhérence pour béton armé. En l'absence de données appropriées, la valeur de ξ peut être prise dans le Tableau 5.3 :

Tableau 5.3 — Rapports nominaux ξ pour la maîtrise de la fissuration

Type d'acier de récontrainte	Éléments à traction préalable	Éléments à traction ultérieure
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

5.3.2.2 à 5.3.3.2 I Ces paragraphes sont invalidés et remplacés par le texte suivant :

5.3.2.2. I Armatures minimales pour les ponts ne comportant pas d'acier de précontrainte.

(1) Lors de la détermination de l'aire minimale d'armatures exigée pour garantir que les armatures restent élastiques lors de la première apparition de fissures, il convient de prendre en compte les différents types de déformations imposées ou gênées distingués dans 4.4.2.2 de l'ENV 1992-1-1:1991, ainsi que la répartition des contraintes dans le béton juste avant l'apparition de fissures. Il convient de mettre en œuvre les armatures minimales selon (2).

(2) Lorsque les largeurs de fissures doivent être maîtrisées dans une membrure en béton d'un pont mixte (et sauf si un calcul plus rigoureux montre qu'une aire inférieure conviendrait) au voisinage de la face soumise à la plus grande déformation par traction, il convient que les armatures minimales, sur toute la largeur de la dalle et dans toutes les sections des ouvrages hyperstatiques satisfassent la condition suivante :

$$\rho_s \geq \frac{0,9k_c k f_{ctm}}{\sigma_s} \quad \dots (5.1)$$

où :

ρ_s est le rapport de l'aire d'armatures de béton armé à l'aire de la zone en traction de la partie de la section transversale considérée : $\rho_s = A_s / A_{ct}$;

A_s est l'aire d'armature longitudinale à l'intérieur de l'aire A_{ct} ;

A_{ct} est l'aire de la zone en traction immédiatement avant la fissuration de la section transversale ; pour simplifier, il convient d'utiliser l'aire de la section de béton dans la largeur efficace ;

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \quad \dots (5.2)$$

où :

h_c est l'épaisseur de la dalle en béton ;

z_0 est la distance verticale entre les centres de gravité de la membrure de béton non armée et non fissurée et de la section mixte non armée et non fissurée, calculée avec le coefficient d'équivalence pour les effets à court terme, E_a/E_{cm} ;

k généralement pris égal à $k = 0,8$;

f_{ctm} est la valeur moyenne de la résistance à la traction du béton ;

σ_s est la contrainte dans les armatures minimales selon le Tableau 5.1. La contrainte σ_s est fonction du diamètre de barre maximum ϕ_s^* donné dans le Tableau 5.1 (voir également 5.3.1(10)).

σ_s peut être augmenté au moyen d'un facteur.

$$\eta = \sqrt{f_{ctm}^* / f_{ctm}} \quad \dots (5.3)$$

où :

$$f_{ctm}^* = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

f_{ctm} est la résistance réelle à la traction du béton.

Il convient que σ_s ne soit pas supérieur à $k f_{sk}$.

(3) Pour les ouvrages isostatiques, on prendra 0,5 % comme pourcentage minimal, à la place du critère énoncé en (2).

(4) Il convient qu'au moins la moitié des armatures minimales exigées soient placées entre la mi-hauteur de la dalle et la face soumise à la plus grande déformation par traction.

(à suivre)

**Tableau 5.1 — Contrainte dans l'acier —
Diamètre de barre maximal ϕ_s^***

Contrainte de comparaison σ_s [N/mm ²]	Dimension de barre maximale ϕ_s^* [mm]	
	Sections armées	Sections précontraintes
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	—

5.3.3 I Contrôle de la fissuration

5.3.3.1 Ponts sans aciers de précontrainte

(1) Il convient de déterminer les contraintes de traction dans les armatures sous combinaison non fréquente (voir 5.2 (5)), par l'analyse élastique des sections transversales. L'effet de la participation du béton tendu entre fissures dans une section transversale engendre une augmentation de la contrainte de traction jusqu'à une valeur σ'_s qui est à considérer pour la maîtrise de la fissuration. Cette contrainte de traction σ'_s peut être calculée conformément à l'alinéa (2).

(2) La contrainte de traction dans les armatures pour les ponts sans aciers de précontrainte peut être calculée au moyen de :

$$\sigma'_s = \sigma_{se} + \frac{0,2f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad \dots (5.4)$$

où :

σ_{se} est la contrainte dans les armatures, calculée en négligeant le béton tendu ;

A_{ct} est l'aire de la zone de traction immédiatement avant la fissuration de la section transversale ; pour simplifier, il convient d'utiliser l'aire de la section de béton contenue dans la largeur efficace ;

A_s est l'aire totale de toutes les nappes d'armatures longitudinales à l'intérieur de l'aire A_{ct} ;

$\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

f_{ctm} est la résistance à la traction moyenne du béton ;

$\alpha_{st} = A I / (A_a I_a)$;

où A et I représentent l'aire et le moment d'inertie de flexion, respectivement, de la section mixte en négligeant le béton tendu ; et A_a et I_a représentent les caractéristiques correspondantes de la section en acier de construction.

(3) σ'_s doit vérifier 5.2 (5).

(4) Les dispositions d'armatures doivent être telles que $\sigma'_s < \sigma_s$, σ_s étant donné par le Tableau 5.1.

(5) En cas de précontrainte longitudinale injectée, les calculs précédents s'appliquent, σ_{se} tenant compte de la précontrainte.

5.4 Déformations

(1) Pour le calcul des déformations, on peut utiliser soit les largeurs efficaces selon 4.2.2.1 soit, comme alternative, une analyse rigoureuse selon 4.2.1(1)P.

(2) L'effet de participation du béton tendu entre fissures peut être inclus dans le calcul des déformations.

(2) I Il convient de ne pas tenir compte de l'effet de rigidité du béton en traction.

(3)P Une analyse élastique conforme aux Principes de 4.5.3 doit être utilisée. Cette analyse doit prendre en compte les effets appropriés conformément à 5.1.4.1(1)P.

(4)P Les déformations ne doivent avoir aucun effet défavorable sur l'évacuation de l'eau de l'ouvrage ou sur l'utilisation ou l'efficacité de la structure.

(5) Pour les ponts-rails, l'article G.3 de l'ENV 1991-3:1995 est applicable. Pour les autres ponts, il convient que les valeurs limites de déformations en présence de trafic fassent l'objet, selon le cas, d'un accord avec le Maître d'Ouvrage, ainsi que les combinaisons d'actions associées.

(5) C En règle générale, la limitation des déformations n'est pas nécessaire pour les ponts routiers.

(6)P Les déformations en cours de construction doivent être maîtrisées, de telle sorte que le béton ne soit pas altéré pendant sa mise en œuvre et sa prise par des déplacements incontrôlés, et que les exigences de géométrie finale soient satisfaites.

5.5 Vibration

(1) Pour l'état limite de vibration, voir 5.7 et 6.4 de l'ENV 1991-3:1995, 4.4.4 de l'ENV 1992-2:1996 ainsi que 4.7, 4.8 et 4.9 de l'ENV 1993-2:1997.

(1) C Le DAN de l'ENV 1992-2:1996 a profondément amendé 4.4.4.

6 Connexion

6.1 Généralités

6.1.1 Bases de calcul

remp.

(1)P 6.1 à 6.6 sont applicables aux poutres et aux poutres-caissons ainsi qu'aux autres types d'éléments, pour autant que ce soit approprié.

NOTE Des articles supplémentaires concernant la connexion sont les suivants :

- 4.7 pour les éléments tendus et les bowstrings ;
- 4.8.2.6(3) pour les éléments comprimés ;
- 4.11(4) pour les poutres-caissons ;
- 7.7.4 pour les dalles mixtes.

(2)P Des connecteurs et des armatures transversales doivent être disposés sur la totalité de la longueur d'un élément calculé comme élément mixte, afin de transmettre le cisaillement entre l'élément en béton et l'élément en acier de construction, à l'exception des dispositions de 4.8 pour les éléments comprimés et de l'annexe K pour les tabliers à poutrelles enrobées. Traiter comme mixtes les deux membrures d'un élément mixte n'est pas exclu.

(3)P Les connecteurs doivent être capables d'empêcher la séparation de l'élément en béton et de l'élément en acier, sauf lorsque cette séparation est rendue impossible par d'autres moyens, tel l'enrobage en béton d'une membrure en acier.

(4) Afin d'empêcher le soulèvement de la dalle de béton, il convient que les connecteurs soient calculés pour résister à un effort de traction ultime nominal, perpendiculaire au plan de la membrure en acier, d'au moins 0,1 fois la résistance au cisaillement ultime de calcul des connecteurs. En cas de besoin, il convient de les compléter par des dispositifs d'ancrage.

(5) Les goujons à tête conformes à 6.3.2, 6.4.2 et 6.4.3 peuvent être considérés comme possédant la résistance exigée par l'alinéa (4) ci-dessus.

(6) Au voisinage immédiat de cadres transversaux et de raidisseurs d'âme verticaux, et pour les poutres-caissons mixtes, il convient de prendre en compte les effets d'encastrement, du fait de la connexion, sur la rotation de la dalle selon un axe parallèle à l'axe de la poutre en acier. Il convient que la conception soit telle qu'aucun effort de soulèvement significatif ne soit exercé sur les connecteurs.

(6) C L'expérience a montré que cette question n'a pas de conséquences pour les ouvrages de proportions courantes.

(7)P La liaison (adhérence) entre l'acier et le béton ne doit pas être prise en compte comme de la connexion, sauf comme indiqué en 4.8 et dans l'annexe K.

(8)P Lorsqu'on utilise une méthode d'assemblage autre que les connecteurs mentionnés en 6.3, pour transmettre le cisaillement entre un élément en acier et un élément en béton, le comportement pris pour hypothèse dans le calcul doit être fondé sur des essais et appuyé par un modèle conceptuel. La justification de l'élément mixte doit être conforme à la justification d'un élément similaire utilisant des connecteurs conformément à 6.3, dans la mesure du possible.

(8) C Les essais doivent permettre d'établir et de cerner le domaine de validité d'un modèle.

(9)P Le frottement (défini comme la résistance au glissement au niveau d'une interface entre acier et béton résultant de l'empêchement de la séparation, ou de la contrainte de compression à travers cette interface) ne doit pas être supposé constituer une connexion, sauf lorsque l'utilisation du frottement est spécifiquement mentionnée dans la présente Partie de l'ENV 1994.

(10)P Lorsque l'on utilise deux types différents de connecteurs, ou davantage, dans une même travée de poutre, toute différence significative entre leurs caractéristiques de charge-glissement doit être prise en compte.

(11) Dans l'application de 6.1.1(10)P, il convient que les goujons (6.3.2 et 6.3.3), les connecteurs en butée (6.3.4 à 6.3.6) et les connecteurs en cornières (6.3.7) soient considérés comme étant des types différents de connecteurs.

6.1.2 Capacité de déformation des connecteurs

(1)P Les connecteurs doivent posséder une capacité de déformation suffisante pour assurer toute redistribution *mod.* inélastique du cisaillement entre connecteurs supposée dans le calcul.

(2) L'alinéa (1)P peut être considéré comme satisfait, par rapport aux méthodes de calcul données dans la présente Partie de l'ENV 1994, par les connecteurs dont les résistances sont définies en 6.3.

(3) et (4) Ne s'appliquent pas.

6.1.3 États limites de service

remp.

(1)P La rigidité de la connexion doit être suffisante pour garantir que l'influence du glissement longitudinal au niveau de l'interface entre acier et béton sur les déformations et les contraintes longitudinales dans l'élément étudié est négligeable.

(1) C Les connecteurs cités en 6.3 répondent à cette exigence.

(2) Pour les vérifications à l'état limite de service, la dimension et l'espacement des connecteurs peuvent être conservés constants sur toute longueur où le cisaillement longitudinal de calcul par unité de longueur n'est pas supérieur de plus de 10 % à la résistance au cisaillement de calcul par unité de longueur, la résistance au cisaillement longitudinal de calcul étant prise égale à $0,6 P_{Rk}$, où P_{Rk} représente la résistance caractéristique du connecteur conformément à 6.3.1(3). Sur chacune de ces longueurs, il convient que le cisaillement longitudinal de calcul ne soit pas supérieur à $0,6 P_{Rk}N$, où N représente le nombre de connecteurs dans la longueur considérée.

6.1.4 États limites ultimes autres que la fatigue

add.

(1) Pour les vérifications aux états limites ultimes, 6.1.3(2) est applicable en remplaçant $0,6 P_{Rk}$ par la résistance de calcul P_{Rd} définie en 6.3.

(1) I Pour les vérifications aux états limites ultimes, 6.2.3 I est applicable en adoptant pour les connecteurs la résistance P_{Rd} définie en 6.3.

(2)P Tout fendage de la dalle de béton provoqué par les forces concentrées appliquées par les connecteurs doit être empêché.

(3) Si les dispositions constructives de la connexion sont conformes à 6.4 et si les armatures transversales sont conformes à 6.6, 6.1.4(2)P peut être considérée comme satisfait.

6.1.5 Évaluation de la fatigue fondée sur des étendues de contraintes nominales

add.

6.1.5 I Par référence à l'invalidation du chapitre 9 de l'ENV 1993-2 DAN, cet article 6.1.5 est invalidé.

(1)P Pour la vérification des connecteurs fondée sur des étendues de contraintes nominales, les chargements de fatigue et les coefficients partiels γ_{Ff} doivent être conformes à 4.12.2.

(2) Il convient de calculer l'étendue des contraintes de cisaillement d'amplitude constante équivalente pour 2 millions de cycles dans les soudures pour les goujons et autres types de connecteurs, $\Delta\tau_E$, conformément à la Section 9 de l'ENV 1993-2:1997, à l'exception des dispositions suivantes pour les goujons :

— il convient de déterminer les facteurs λ_1 , notés $\lambda_{v,1}$, avec $m = 8$ au lieu de $m = 5$;

— dans les formules de 9.5.1 de l'ENV 1993-2:1997, il convient de calculer λ_2 à λ_4 avec les exposants 8 et 1/8 au lieu de 5 et 1/5, respectivement.

(3) Pour les goujons dans les ponts-routes d'une portée ne dépassant pas 100 m, $\lambda_{v,1} = 1,55$. Pour les goujons dans les ponts-rails, le facteur $\lambda_{v,1}$ peut être pris d'après les indications de la Figure 6.1 (*rem.*).

(4) Lorsque des goujons sont soudés sur une membrure en acier toujours comprimée sous la combinaison d'actions caractéristique, le critère pour l'évaluation de la fatigue est le suivant :

$$\gamma_{Ff} \gamma_{Mf,v} \Delta\tau_E / \Delta\tau_c \leq 1$$

où :

$\Delta\tau_E$ est défini en (2) ci-dessus ;

$\Delta\tau_c = 95 \text{ N/mm}^2$, valeur de référence de $\Delta\tau_R$ pour $N_c = 2 \times 10^6$ cycles ;

γ_{Ff} est le coefficient partiel défini en 9.3(1)P de l'ENV 1993-2:1997 ; et

$\gamma_{Mf,v} = \boxed{1,0}$.

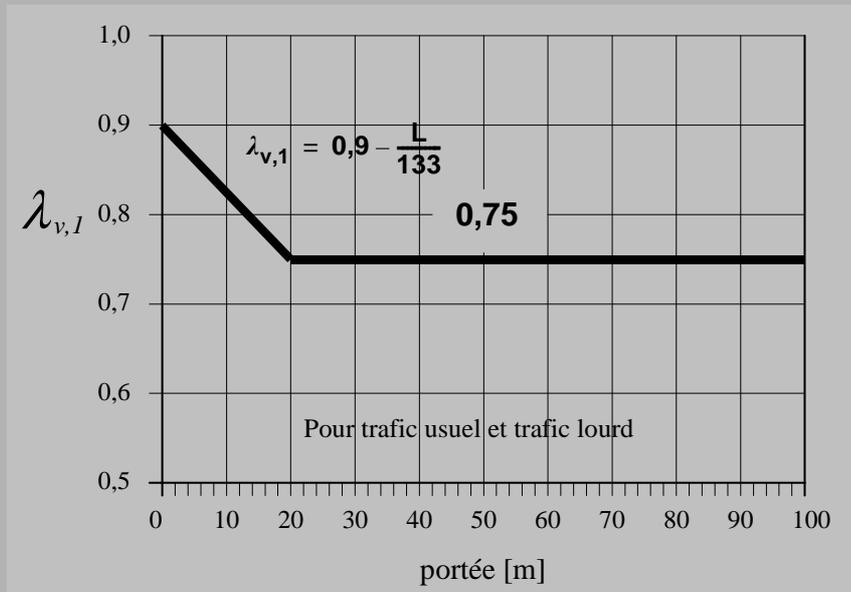


Figure 6.1 (remp.) — Valeurs de $\lambda_{v,1}$ pour le modèle de charge 71, selon l'ENV 1991-3:1995

(5) Il convient que les vérifications vis-à-vis de la fatigue pour d'autres types de soudures de connecteurs soient effectuées conformément à 9.5 et 9.6 de l'ENV 1993-2:1997.

(6) Lorsque la contrainte maximale dans une semelle en acier sur laquelle sont soudés des goujons est une traction sous la combinaison d'actions non fréquente comprenant les charges de trafic selon les Sections 4 et 6 de l'ENV 1991-3:1995, il convient de calculer des étendues de contraintes d'amplitude constante équivalentes $\Delta\sigma_E$ dans la membrure conformément à 4.12.3 et 4.12.4.

(7) Lorsque l'alinéa (6) s'applique, il convient de vérifier que :

$$\left[\gamma_{Ff} \gamma_{Mf,a} \Delta\sigma_E / \Delta\sigma_c \leq 1 \right] \quad \text{et que} \quad \left[\gamma_{Ff} \gamma_{Mf,v} \Delta\tau_E / \Delta\tau_c \leq 1 \right] \quad (6.1) \text{ remp.}$$

où :

$\Delta\tau_c$, γ_{Ff} et $\gamma_{Mf,v}$ sont définis dans l'alinéa (4) ci-dessus ;

$\gamma_{Mf,a}$ est égal à γ_{Mf} tel que défini en 9.3(2) de l'ENV 1993-2:1997 ; et

$\Delta\sigma_c$ représente la valeur de référence de $\Delta\sigma_R$ pour $N_c = 2 \times 10^6$ cycles comme indiqué en 9.6.2.1 de l'ENV 1993-1-1:1992 pour la catégorie de détail appropriée.

Il convient pour toute section transversale de mener une vérification vis-à-vis de l'interaction entre l'étendue de contraintes de cisaillement $\Delta\tau_E$ dans les soudures des goujons et l'étendue de contraintes normales $\Delta\sigma_E$ dans la membrure en acier, au moyen des expressions d'interaction suivantes :

$$\gamma_{Ff} \left[\gamma_{Mf,a} \Delta\sigma_E / \Delta\sigma_c + \gamma_{Mf,v} \Delta\tau_{E,c} / \Delta\tau_c \right] \leq 1,3 \quad (6.2) \text{ remp.}$$

et

$$\gamma_{Ff} \left[\gamma_{Mf,a} \Delta\sigma_{E,c} / \Delta\sigma_c + \gamma_{Mf,v} \Delta\tau_E / \Delta\tau_c \right] \leq 1,3 \quad (6.3) \text{ remp.}$$

où les étendues de contraintes $\Delta\tau_{E,c}$ et $\Delta\sigma_{E,c}$ sont les étendues de contraintes correspondant à $\Delta\sigma_E$ et $\Delta\tau_E$ respectivement.

(8) Afin d'éviter un comportement non linéaire engendré par le chargement de fatigue, il convient de limiter le cisaillement longitudinal maximal par connecteur. Lorsque la connexion est conforme aux exigences de 6.3.1, aucune vérification supplémentaire n'est nécessaire.

6.1.6 Situations de projet transitoires en cours d'exécution

add.

(1) Lorsque, pendant l'exécution, des actions s'exercent sur un élément mixte avant que le béton ait atteint sa résistance de calcul, il convient de considérer que les connecteurs sont efficaces à condition que la résistance d'un cylindre-éprouvette du béton environnant ne soit pas inférieure à 20 N/mm^2 . Pour les résistances inférieures à 20 N/mm^2 , voir. 9.2(3).

6.2 Effort de cisaillement longitudinal

remp.

6.2.1 Généralités

(1) Pour toutes combinaisons et dispositions d'actions de calcul, il convient de déterminer les efforts longitudinaux s'exerçant dans les éléments en acier ou en béton conformément à l'analyse globale effectuée pour les moments fléchissants et les efforts tranchants.

(2) Il convient de calculer le cisaillement longitudinal par unité de longueur d'une interface entre acier et béton dans un élément mixte, v_{Sd} , par la théorie élastique à partir du taux de variation de l'effort longitudinal dans l'élément en acier ou dans l'élément en béton de la section mixte, sauf comme indiqué en 6.2.3. L'enveloppe des efforts tranchants dans le sens approprié peut être utilisée.

(3) Dans les éléments où se produit une fissuration du béton et où la participation du béton tendu est prise en compte dans l'analyse globale, dans les régions fissurées le cisaillement longitudinal par unité de longueur peut être déterminé au moyen de I_1 ou de $I_{2,\text{ts}}$, définis en 4.2.3(2). Partout ailleurs, il convient d'utiliser le moment d'inertie de flexion en l'absence de fissures I_1 .

(3) **I** Il convient de ne pas tenir compte de l'effet de rigidité du béton en traction.

(4) Lorsque 6.2.1(3) ne s'applique pas, il convient de déterminer le cisaillement longitudinal par unité de longueur au moyen du moment d'inertie de flexion I_1 .

(4) **A** Quel que soit l'état de fissuration de la dalle, il convient de déterminer le cisaillement longitudinal au moyen des caractéristiques de la section non fissurée (S_1, I_1).

(5) Lorsqu'il se produit des efforts de cisaillement longitudinaux concentrés, il convient de prendre en compte les effets locaux de glissement longitudinal, par exemple comme indiqué en 6.2.4. Dans le cas contraire, les effets de glissement longitudinal peuvent être négligés.

(6) Lorsqu'un changement soudain de section transversale entraîne une valeur locale excessive pour v_{Sd} , et en l'absence d'une analyse plus précise, la répartition le long de l'interface de l'effort de cisaillement longitudinal V_1 provoquée par le changement de section transversale peut être considérée comme étant celle donnée en 6.2.4.3, avec e_d pris égal à zéro.

(6) **A** Cet alinéa ne s'applique que pour un changement brutal de la section de la dalle.

6.2.2 États limites de service, et fatigue

(6.2.2) **C** Ce paragraphe ne concerne pas la fatigue.

(1) Il convient de déterminer les efforts longitudinaux dans les éléments en acier ou en béton pour la combinaison d'actions caractéristique conformément à 5.1.3 et 5.1.4.

6.2.3 États limites ultimes, autres que la fatigue, pour les éléments de Classes 1 ou 2

(1) Dans les éléments comportant certaines sections de Classe 1 ou 2 selon 4.3, il peut y avoir des longueurs où le moment fléchissant de calcul M_{Sd} est supérieur à la résistance à la flexion $M_{el,Ed}$ définie par :

$$M_{el,Rd} = M_{a,Sd} + kM_{c,Sd}$$

où $M_{a,Sd}$ et $M_{c,Sd}$ représentent les moments fléchissants de calcul appliqués à l'élément en acier et à l'élément mixte, respectivement, dans chaque section transversale, et où le facteur $k (\leq 1)$ possède la valeur la plus faible telle qu'une limite de contrainte donnée en 4.4.1.4 soit atteinte dans cette section transversale. À l'intérieur de ces longueurs inélastiques, notées ABD dans la Figure 6.2(a), il convient de prendre en compte la relation non linéaire existant entre cisaillement transversal et cisaillement longitudinal.

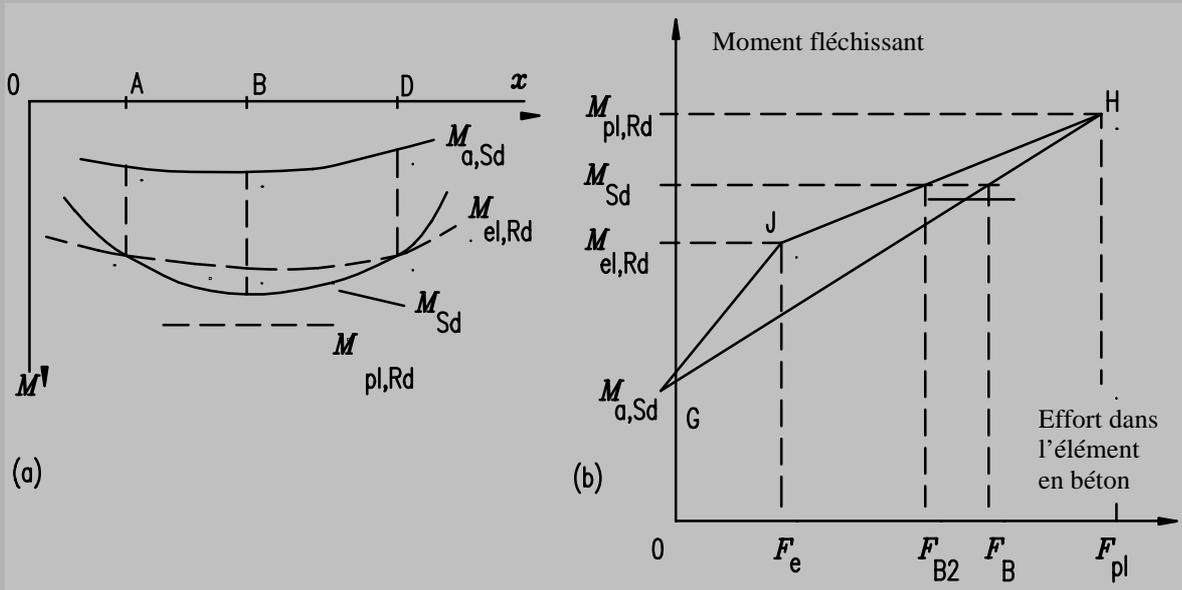


Figure 6.2 (remplie) — Cisaillement longitudinal dans une poutre de Classes 1 ou 2

(2) La connexion dans la longueur ABD peut être vérifiée de la façon suivante, pour toute répartition des moments fléchissants M_{Sd} , où :

$$M_{Sd} = M_{a,Sd} + M_{c,Sd}$$

a) Soit B la section transversale à l'intérieur de ABD où le rapport $M_{Sd} / M_{pl,Rd}$ (défini en 4.4.1.2) est maximum. Soit F représentant les efforts longitudinaux dans la membrure de béton armé efficace, déterminée par l'analyse élastique de la section mixte, avec les valeurs :

- F_e dans la section B lorsque le moment fléchissant est $M_{el,Rd}$, défini ci-dessus ;
- $F_{e,A}$ dans la section A lorsque le moment fléchissant est $M_{Sd,A}$;
- $F_{e,D}$ dans la section D lorsque le moment fléchissant est $M_{Sd,D}$.

b) Il convient que le nombre de connecteurs utilisés soit suffisant pour résister aux efforts $F_{B2} - F_{e,A}$ dans la longueur AB, et $F_{B2} - F_{e,D}$ dans la longueur BD, où F_{B2} représente l'effort indiqué par la ligne JH dans la figure 6.2(b), de la façon suivante :

$$F_{B2} = F_e + (F_{pl} - F_e) (M_{Sd} - M_{el,Rd}) / (M_{pl,Rd} - M_{el,Ed})$$

où F_{pl} , M_{Sd} , $M_{el,Rd}$ et $M_{pl,Rd}$ sont évalués au droit de la section B. Comme alternative, on peut utiliser, au lieu de F_{B2} , la valeur F_B offrant une plus grande sécurité et indiquée par la ligne GH.

6.2.3 I États limites ultimes, autres que la fatigue, pour la connexion

Dans les zones avec des sections de classe 1 ou 2 selon 4.3 d'une travée, il peut y avoir des longueurs où les sections sont partiellement plastifiées sous l'effet de M_{Sd} , avec :

$$M_{Sd} = M_{a,Sd} + M_{c,Sd}$$

où :

$M_{a,Sd}$ est le moment fléchissant de calcul appliqué à l'élément en acier seul (phase de construction) ; et

$M_{c,Sd}$ est le moment supplémentaire de calcul appliqué à l'élément mixte.

Soit B la section de la travée AC dans laquelle le rapport $\frac{M_{Sd}(x)}{M_{pl,Rd}(x)}$ est maximum, en désignant par $M_{Sd}(x)$

l'enveloppe des moments fléchissants positifs de calcul et par $M_{pl,Rd}(x)$ la distribution du moment résistant plastique des sections mixtes (Figure 6.2).

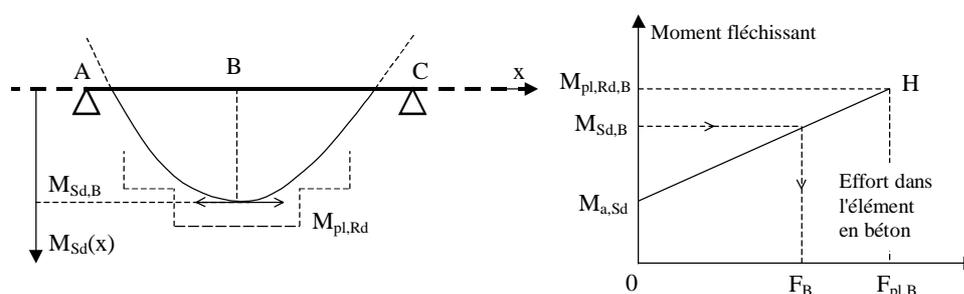


Figure 6.2 — Détermination de $M_{Sd,B}$ et de F_B

Soit $F_{pl,B}$ l'effort longitudinal de compression dans la dalle de béton efficace qui résulterait d'une analyse plastique de la section B. L'effort longitudinal de compression F_B à considérer peut être évalué par la relation :

$$F_B = \frac{M_{Sd,B} - M_{a,Sd}}{M_{pl,Rd,B} - M_{a,Sd}} F_{pl,B}$$

Soient F_A et F_C les efforts longitudinaux de traction dans la dalle au droit des appuis A et C respectivement, et correspondant aux valeurs enveloppes des moments fléchissants négatifs de calcul sur ces appuis. Ces efforts F_A et F_C sont déterminés par un calcul élastique en section, le béton fissuré n'étant pas pris en compte.

Il convient alors que le nombre de connecteurs sur la longueur AB soit suffisant pour résister à l'effort ($F_B + F_A$) et que le nombre de connecteurs sur la longueur BC soit suffisant pour résister à l'effort ($F_B + F_C$).

Si les connecteurs ainsi déterminés sont plus nombreux que ceux qui résultent de la justification à l'ELS sur chacun des tronçons, il est loisible de répartir le supplément de connecteurs en se conformant à la répartition déterminée à l'ELS.

6.2.4 Effets locaux d'un effort de cisaillement longitudinal concentré

6.2.4 C Les effets locaux d'un effort de cisaillement longitudinal doivent être considérés à l'ELU et à l'ELS.

6.2.4.1 Objet

(1) 6.2.4 est applicable à la détermination de la répartition, le long d'une interface entre acier et béton, de l'effort de cisaillement longitudinal concentré de calcul V_ℓ engendré par :

- les effets isostatiques de l'application d'une force F_d à l'élément de béton ou d'acier par une armature de précontrainte adhérente ou libre ;
- l'application d'une force F_d à l'élément en béton d'une membrure par les éléments d'âme en acier ou mixtes d'un treillis ou d'une ossature ;

où F_d représente la composante de la force appropriée dans un sens parallèle au plan de l'interface, appliquée après prise d'effet de la connexion.

(2) La répartition de V_ℓ engendrée par plusieurs forces F peut être obtenue par sommation.

6.2.4.2 Effort longitudinal de calcul pour la connexion

(1) Lorsqu'une force longitudinale F_d est appliquée sur un élément en béton, il convient d'évaluer l'effort longitudinal de calcul pour la connexion à l'instant final ($t \rightarrow \infty$), et de le prendre égal à :

$$V_\ell = F_d \left[\left(A_a / A \right) - e \left(A_{rc} z_{rc} / I_1 \right) \right]$$

et lorsque cette force longitudinale est appliquée sur l'élément en acier de construction, il convient d'évaluer l'effort longitudinal de calcul pour la connexion à l'instant du chargement, et de le prendre égal à :

$$V_\ell = F_d \left[\left(A_{rc} / A \right) - e \left(A_a z_a / I_1 \right) \right]$$

où :

A et I_1 sont l'aire transformée et le moment d'inertie de flexion, respectivement, de la section mixte non fissurée, homogénéisée par rapport à l'acier ;

A_a et A_{rc} sont les aires de section transversale des composants en acier de construction et en béton armé de la section, respectivement, homogénéisée par rapport à l'acier ;

e est la distance, mesurée dans le plan de flexion, entre le centre de gravité de l'aire A et la ligne d'action de la force F_d , positive vers le bas ;

z_a et z_{rc} sont les distances entre le centre de gravité de l'aire A et les centres de gravité des aires A_a et A_{rc} , respectivement, positives vers le bas.

Il convient d'utiliser le coefficient d'équivalence approprié dans les calculs.

(1) C Le coefficient d'équivalence est celui du long terme pour le premier calcul (béton), et celui du court terme pour le second calcul (acier).

(2) En l'absence d'une détermination plus précise, l'effort $F_d - V_\ell$ peut être considéré comme se diffusant dans l'élément en béton ou en acier avec un angle de diffusion 2β , où $\beta = \arctan 2/3$.

6.2.4.3 Répartition de l'effort longitudinal le long de l'interface

(1) L'effort V_ℓ peut être supposé réparti sur une longueur L_V de connexion comme indiqué (par exemple) sur la Figure 6.3 (rempl.), avec un effort de cisaillement maximal par unité de longueur donné par :

$$V_{d,\max} = V_\ell / (e_d + b_{\text{eff}} / 2)$$

où :

b_{eff} est la largeur efficace pour l'analyse globale, donnée par 4.2.2.1 ;

e_d soit $2e_h$ ou $2e_v$;

e_h est la distance latérale entre le point d'application de la force F_d et l'âme en acier concernée, si elle est appliquée sur la dalle ;

e_v est la distance verticale entre le point d'application de la force F_d et le plan de la connexion concernée, si elle est appliquée sur l'élément en acier.

Les valeurs des efforts normaux maximum indiquées sur la Figure 6.3(b) sont données par $\Delta N = V_{d,\max} b_{\text{eff}} / 4$.

(1) **C** Noter que L_V est différente de $e_d + b_{\text{eff}}/2$.

(2) Lorsque la force F_d est appliquée sur une longueur non négligeable (par exemple, par l'intermédiaire d'un renformis ou d'un gousset dans un treillis mixte), cette longueur peut être ajoutée à e_d .

(3) Lorsque l'on utilise des goujons, on peut prendre pour hypothèse une répartition rectangulaire de l'effort tranchant par unité de longueur, de sorte que :

$$V_{d,\max} = V_\ell / (e_d + b_{\text{eff}})$$

(3) **C** La figure 6.3 ne correspond donc pas aux cas des goujons ; les goujons sont supposés ductiles, voir 6.1.2.

(4) Lorsque la connexion n'existe pas sur la totalité de la longueur L_V , (par exemple, au voisinage de l'extrémité libre d'une dalle), il convient de modifier la répartition de v_d de façon appropriée.

(5) Si la force F_d est appliquée sur l'extrémité libre de l'élément en béton ou en acier, on peut considérer que la répartition de l'effort est la moitié de celle indiquée sur la Figure 6.3(a), c'est-à-dire qu'elle s'étend sur une longueur de connexion $L_V/2$, avec un effort de cisaillement maximum par unité de longueur donné par :

$$V_{d,\max} = 2 V_\ell / (e_d + b_{\text{eff}})$$

(5) **A** Pour les goujons, en règle générale, il convient d'adopter dans ce cas : $V_{d,\max} = 2 V_\ell / (e_d + b_{\text{eff}}/2)$

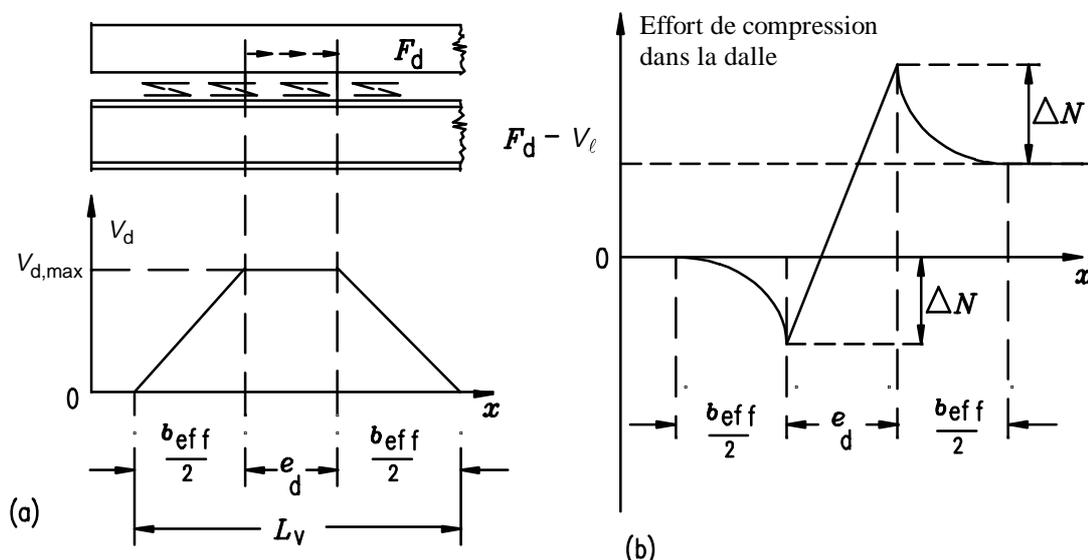


Figure 6.3 (rempl.) — Répartition de l'effort de cisaillement longitudinal le long de l'interface

6.2.5 Effets de la température

6.2.5 C L'effet de la température doit être considéré à l'ELU et à l'ELS.

(1)P Le cisaillement longitudinal engendré par les actions thermiques selon l'ENV 1991-2-5:1997 doit être considéré, et pris en compte de façon appropriée.

NOTE Les effets concernés sont :

- les effets isostatiques (primaires) engendrés par une variation non linéaire de température sur la hauteur de l'élément mixte ;
- les effets isostatiques engendrés par une modification uniforme ou une variation linéaire de température, lorsque les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton diffèrent de façon significative ;
- les effets hyperstatiques (secondaires) engendrés dans les éléments continus par la gêne des déformations provenant des effets isostatiques.

(2) Les calculs des effets isostatiques donnent un effort de cisaillement longitudinal de calcul V_ℓ à transmettre dans l'interface entre acier et béton à chaque extrémité libre de l'élément considéré. La répartition de cet effort peut être supposée triangulaire, avec un effort de cisaillement maximal par unité de longueur

$$V_{d,max} = 2 V_\ell / b_{eff}$$

à l'extrémité libre de la dalle, où b_{eff} représente la largeur efficace pour l'analyse globale, donnée par 4.2.2.1. Lorsqu'on utilise des goujons, on peut, comme alternative, supposer que la répartition est uniforme sur une longueur b_{eff} adjacente à l'extrémité libre de la dalle.

(3) Les efforts transmis par les connecteurs peuvent être considérés comme se diffusant dans la dalle de béton selon un angle de diffusion 2β , où $\beta = \arctan 2/3$.

6.2.6 Retrait modifié par le fluage

6.2.6 C L'effet du retrait doit être considéré à l'ELU et à l'ELS.

(1)P Lorsque les effets du retrait du béton affectent défavorablement les forces résultantes maximales s'exerçant sur les connecteurs ou les contraintes résultantes maximales dans l'élément en béton, ils doivent être pris en compte en tant que de besoin.

(1) C Voir 4.5.3.3.

(2) Le cisaillement longitudinal engendré par le retrait du béton peut être négligé dans les travées continues lorsque toutes les sections transversales de moment fléchissant maximum (y compris celles situées au droit des appuis intérieurs) sont de Classes 1 ou 2. Il convient de ne pas le négliger aux extrémités libres des consoles.

(2) I Le retrait est à prendre en considération dans les conditions énoncées à la section 4 (ELU) et à la section 5 (ELS).

(3) Lorsqu'il s'avère nécessaire d'estimer les effets du retrait, ceux-ci peuvent être déterminés par une méthode similaire à celle donnée pour les effets de la température en 6.2.5, en utilisant un coefficient d'équivalence prenant en compte la réduction des effets du retrait par le fluage du béton conformément à 4.2.3.

(4) Lorsque les effets isostatiques du retrait sont déterminés à des étapes intermédiaires de la construction d'une dalle de béton, il convient de déterminer la largeur b_{eff} mentionnée en 6.2.4.3 pour une portée équivalente égale à la longueur continue de la dalle de béton où la connexion est efficace, à l'intérieur de la portée considérée.

6.3 Résistance de calcul des connecteurs

6.3.1 Généralités

remp.

NOTE 1 Les résistances de calcul sont données en 6.3.1 à 6.3.7 pour les états limites ultimes autres que la fatigue. Pour les résistances à la fatigue, elles sont données en 6.15(5) et 6.3.8. Pour les états limites de service, elles sont données en 6.1.3(2).

NOTE 2 Toutes les références à la hauteur d'un goujon se rapportent à la hauteur après soudage.

(1) Lorsque la dalle de béton ne présente pas de renformis, ou lorsque le renformis satisfait 6.4.1.4, il convient de calculer la résistance de calcul des connecteurs enrobés de béton de densité normale, ou de béton léger d'une classe de densité d'au moins 1,6, au moyen des équations données au 6.3.

(2) Lorsque la densité du béton ou les dimensions du renformis ne satisfont pas les conditions exposées en (1) ci-dessus, ou lorsque les connecteurs sont d'un type non couvert en 6.3, il convient, en l'absence d'une Spécification Technique Européenne, de déterminer la résistance caractéristique ainsi que la résistance de calcul au moyen d'essais de poussée conformément à 10.2.

(3) Il convient de calculer la résistance caractéristique P_{Rk} d'un connecteur au moyen de l'expression appropriée pour la résistance de calcul P_{Rd} , mais en prenant le coefficient partiel égal à 1,0.

6.3.2 Goujons dans des dalles pleines

6.3.2.1 Goujons à tête — résistance au cisaillement

(1) Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement *mod* conformément au document prEN ISO 14555, «Soudage — Soudage à l'arc de goujons métalliques» au moyen de :

$$P_{Rd} = 0,8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad \dots (6.13)$$

ou :

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \quad \dots (6.14)$$

en prenant la plus petite de ces deux valeurs,

où :

d est le diamètre de la tige du goujon, comme indiqué sur la Figure 6.3.1 ;

f_u est la résistance spécifiée à la rupture en traction du matériau du goujon, dans la limite de 500 N/mm² ;

f_{ck} est la résistance caractéristique d'un cylindre-éprouvette du béton à l'âge considéré ;

E_{cm} est la valeur nominale du module sécant du béton conformément à 3.1.4.1 ;

$\alpha = 0,2 [(h/d) + 1]$ pour $3 \leq h/d \leq 4$;

$\alpha = 1$ pour $h/d > 4$;

h est la hauteur hors-tout du goujon ; et

γ_v est le coefficient partiel devant être pris égal à $\boxed{1,25}$ pour les états limites ultimes autres que la fatigue.

(2) Il convient de vérifier les formules données en (1) par des essais avant de les utiliser pour :
add.

— des goujons d'un diamètre supérieur à 25 mm ;

— des goujons présentant un bourrelet de soudage plus petit que la dimension spécifiée par le document prEN ISO 13918.

NOTE Si aucune spécification concernant les bourrelets de soudage n'est donnée dans le document EN ISO 13918, il convient de se reporter à la NOTE suivant 6.3.2.1 de l'ENV 1994-1-1:1992.

(2) NOTE C L'ENV 1994-1-1 DAN fait également référence à la norme NF A 89-020-2.

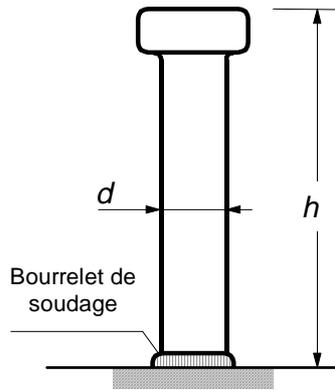


Figure 6.3.1 (add.) — Goujon soudé

6.3.2.2 Influence de la traction sur la résistance au cisaillement

mod.

(1) Lorsque des goujons à tête sont soumis à un effort de traction direct en plus du cisaillement, il convient de prendre en compte son influence sur la résistance au cisaillement de calcul. À condition que l'effort de traction de calcul par goujon, $F_{t,Sd}$, ne soit pas supérieur à $0,1 P_{Rd}$, où P_{Rd} représente la résistance au cisaillement de calcul définie en 6.3.2.1, l'influence de l'effort de traction peut être négligée.

(2) Lorsque l'effort $F_{t,Sd}$ est supérieur à $0,1 P_{Rd}$, il convient de vérifier la résistance de la connexion en recourant à des essais.

6.3.3 Goujons à tête utilisés avec des tôles profilées en acier

mod.

(1) Pour l'applicabilité de 6.3.3 de l'ENV 1994-1-1:1992, voir. 7.1.1.

(1) C Cette disposition est inusitée, sa résistance à la fatigue n'est pas connue.

6.3.4 Boucles dans des dalles pleines

mod.

(1) 6.3.5 est applicable aux seules boucles utilisées en combinaison avec des connecteurs en butée, comme indiqué, par exemple, sur la Figure 6.7.

(1) I 6.3.5 est applicable aux crochets et arceaux simples ou en combinaison, avec des butées.

(2) Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement longitudinal pour chaque branche d'une boucle au moyen de :

$$P_{Rd} = \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{(1 + \sin^2 \alpha)}} \quad \dots (6.19)$$

où :

- A_s est l'aire de section transversale d'une seule branche de la boucle ;
- α est l'angle entre les plans de la boucle et de la membrure de la poutre ;
- f_{yd} est la résistance de calcul du matériau de la boucle, à prendre égale à f_y/γ_a ou f_{sk}/γ_s selon le cas ;
- γ_a, γ_s est le coefficient partiel pour l'acier de construction et d'armature conformément à 2.3.3.2.

(2) C La formule 6.19 est correcte pour des crochets droits (parallèles entre eux).

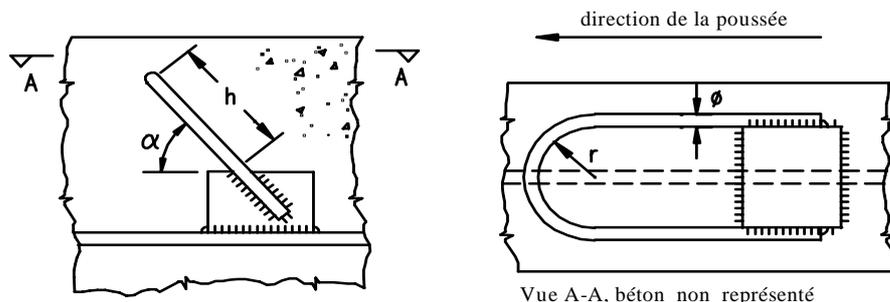


Figure 6.7 (mod.) — Exemple de combinaison de connecteur en butée et de boucle

6.3.6 Connecteurs en butée avec boucles dans des dalles pleines

mod.

(1)P Lorsqu'un connecteur en butée est supposé partager la charge avec une boucle, la différence de rigidité du connecteur en butée et de la boucle doit être dûment prise en compte.

(2) En l'absence d'essais ou de calculs plus précis, il convient de déterminer la résistance de calcul de la combinaison au moyen de l'expression suivante :

$$P_{Rd,comb} = P_{Rd,butée} + 0,7 P_{Rd,boucle} \quad \dots (6.21)$$

(3) Il convient que les soudures d'assemblage du connecteur en butée avec boucle sur la poutre en acier soient calculées pour les forces : $1,2 P_{Rd,butée}$ plus $P_{Rd,boucle}$.

6.3.8 Résistance à la fatigue des goujons dans des dalles pleines

add.

(6.3.8.) I Par référence à l'invalidation de la section 9 de l'ENV 1993-2 DAN, cet article 6.3.8 est invalidé. La résistance des goujons à la fatigue est à évaluer conformément aux textes cités dans l'invalidation sus-mentionnée.

(1) 6.3.8 est applicable aux seuls goujons à tête soudés satisfaisant la condition de service de 6.1.3(2).

(2) La courbe de résistance à la fatigue d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet de soudage normal et utilisé dans du béton de densité normale est définie par :

$$\log N = \log a - m \log \Delta\tau_R \quad \dots (6.24)$$

où :

N est le nombre de cycles de contraintes ;

m est la constante de pente de la courbe de résistance à la fatigue, avec la valeur $m = 8$;

a est la constante dépendant de la pente et de la résistance à la fatigue, avec la valeur $\log_{10} a = 22,123$;

$\Delta\tau_R$ est la résistance à la fatigue, donnée par $\Delta\tau_R = 4 \Delta P_R / (\pi d^2)$

où :

ΔP_R est la résistance à la fatigue d'un seul goujon ; et

d est le diamètre nominal du goujon.

Les valeurs numériques pour la courbe de résistance à la fatigue sont telles qu'indiquées sur la Figure 6.3.8.

(3) Pour les goujons utilisés dans un béton léger de classes 1,6 à 2,0 (selon la définition de 3.1.2.1 de l'ENV 1992-1-4:1994), 6.3.8(2) est applicable en remplaçant $\Delta\tau_R$ par $\Delta\tau_{RL}$, donné par :

$\Delta\tau_{RL} = \Delta\tau_R$ (classe de densité) / 2,2, et en remplaçant $\Delta\tau_c$ par $\Delta\tau_{cL}$ donné par :

$\Delta\tau_{cL} = 95$ (classe de densité) / 2,2 N/mm².

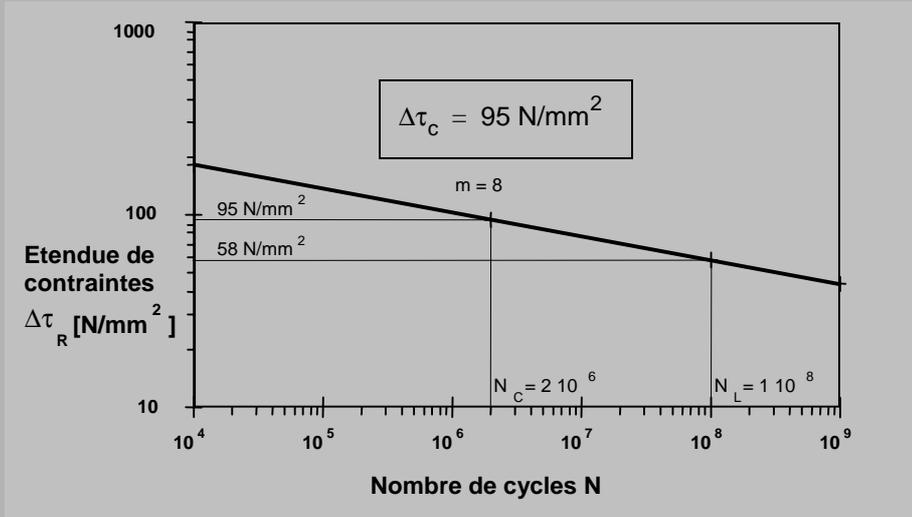


Figure 6.3.8 (add.) — Courbe de résistance à la fatigue pour l'étendue de contraintes de fatigue $\Delta\tau_R$, pour goujons à tête dans des dalles pleines

6.4 Dispositions constructives de la connexion

6.4.1 Recommandations générales

6.4.1.1 Mise en place du béton et épaisseur d'enrobage

(6.4.1.1) **C** Les 30 mm cités dans 6.4.1.1 de l'ENV 1994-1-1 sont à considérer par rapport à l'armature transversale.

(6.4.1.1) **A** La distance entre le bord de la semelle en acier et l'extrémité transversale d'un connecteur ne doit pas excéder :

- 100 mm si la dalle béton est préfabriquée ;
- 50 mm si elle est coulée sur place.

(2) Il convient que l'enrobage en béton des connecteurs satisfasse les dispositions concernant les armatures *mod.* données par 4.1.3.3 de l'ENV 1992-1-1:1991 et de l'ENV 1992-2:1996.

(3) Ne s'applique pas.

6.4.1.2 Renformis

(1) Lorsqu'un renformis en béton est coulé entre la poutre en acier et la sous-face de la dalle de béton, il *mod.* convient que les côtés de ce renformis se situent à l'extérieur d'une ligne tirée à 45° à partir du bord extérieur du connecteur, et que sa largeur soit conforme aux indications de la Figure 6.9 (*mod.*).

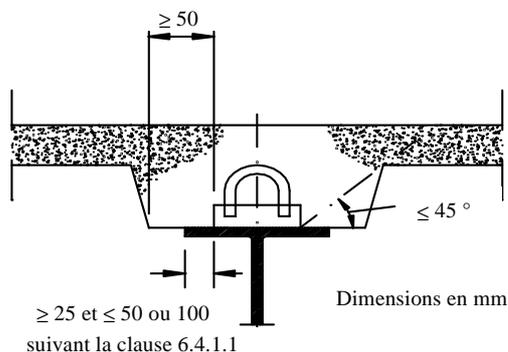


Figure 6.9 (mod.) — Dimensions des renformis

6.4.1.5 Espacement des connecteurs

mod.

(1)P Lorsque l'on suppose dans le calcul que la stabilité de l'élément en acier ou de celui en béton est assurée par l'assemblage entre l'un et l'autre, l'espacement entre connecteurs doit être suffisamment petit pour que cette hypothèse soit valable.

(2) Lorsqu'une membrure d'acier comprimée, qui serait autrement de classe inférieure, est supposée de Classe 2 en raison de l'encastrement procuré par des connecteurs dans une dalle pleine :

— il convient que l'espacement entre les axes des connecteurs dans le sens de la compression ne soit pas supérieur à :

$$25t\sqrt{235/f_y}$$

— il convient que la distance libre entre le bord d'une membrure comprimée et la file la plus proche de connecteurs ne soit pas supérieure à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$100 \text{ mm ou } 9t\sqrt{235/f_y}$$

— dans une dalle mixte, il convient que l'espacement entre les axes des connecteurs perpendiculairement au sens de la compression ne soit pas supérieur à :

$$40t\sqrt{235/f_y}$$

Dans ces expressions :

t est l'épaisseur de la membrure ; et

f_y est la limite d'élasticité nominale de la membrure en N/mm².

(3) Il convient que l'espacement entre les axes longitudinal maximum des connecteurs ne soit pas supérieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : quatre fois l'épaisseur totale de la dalle ou 800 mm.

(4) Comme alternative, des goujons à tête peuvent être disposés en groupes, l'espacement des groupes étant supérieur à celui spécifié en (3) pour les connecteurs isolés, à condition que l'on prenne en compte dans le calcul :

- le flux non uniforme de cisaillement longitudinal ;
- l'augmentation de la probabilité de glissement et de séparation verticale entre la dalle et l'élément en acier ;
- le flambement de la membrure en acier ;
- toute réduction éventuelle de la résistance des connecteurs isolés engendrée par l'espacement au sein d'un groupe non conforme à 6.4.2(3) ;
- la résistance locale de la dalle à un effort concentré appliqué par les connecteurs.

NOTE Des règles supplémentaires concernant les dispositions constructives des connecteurs pour les dalles mixtes sont données en 7.7.4.

(4) **A** Ces dispositions sont également applicables aux connecteurs en cornières.

6.4.1.6 Dimensions de la membrure en acier

(2) Il convient que la distance entre un bord de connecteur et le bord adjacent de la membrure de la poutre sur *mod.* laquelle il est soudé ne soit pas inférieure à 25 mm (Figure 6.9).

6.4.2 Goujons

(3) Il convient que l'espacement entre axes de goujons dans le sens du cisaillement ne soit pas inférieur à $5d$ *mod.* Il convient que l'espacement dans le sens transversal au cisaillement ne soit pas inférieur à $4d$ dans les renformis dont les bords sont inclinés à plus de 30° par rapport au plan de la membrure en acier, et à $2,5d$ dans les autres cas.

(4) Sauf lorsque les goujons sont situés directement sur une âme en acier, il convient que le diamètre d'un goujon soudé ne soit pas supérieur à 2,5 fois l'épaisseur de la membrure ou de la plaque sur laquelle il est soudé. Pour les éléments tendus et soumis à un chargement de fatigue, il convient que ce rapport ne soit pas supérieur à 1,5 et s'applique également aux goujons situés sur une âme, sauf si l'on dispose de résultats d'essais démontrant la valeur de la résistance à la fatigue du goujon comme connecteur.

6.4.3 Goujons à tête utilisés avec des tôles profilées en acier

mod.

(1) Pour l'applicabilité de 6.4.3 de l'ENV 1994-1-1:1992, voir. 7.1.1.

(6.4.3.) **A** Le soudage de goujons à travers la tôle profilée, comme tout autre procédé de fixation de la tôle profilée à la membrure, doit faire l'objet d'un accord préalable de l'autorité compétente, y compris concernant l'aspect de la résistance à la fatigue.

6.4.5 Arceaux

mod.

(1) Il convient que la longueur d'ancrage, l'enrobage de béton et le rapport r/ϕ soient conformes aux exigences de 5.2.3 de l'ENV 1992-1-1:1991. Les symboles sont indiqués dans la Figure 6.7 (*mod.*).

(1) **C** La référence exacte à l'ENV 1992-1-1 est 5.2.3.2 (4).

(2) Il convient que les boucles calculées pour le cisaillement longitudinal soient orientées dans le sens de la poussée. Lorsqu'une poussée peut se produire dans les deux sens, il convient que le plan de la boucle soit perpendiculaire au plan de la membrure en acier.

NOTE Ces détails sont illustrés dans la Figure 6.4 de l'ENV 1994-1-1:1992.

(2) **A** En cas d'efforts alternés, des boucles, avec ou sans butées, doivent être inclinées dans chaque sens. Dans ce cas, seul un connecteur sur deux participe à la résistance.

6.5 Boulons à serrage contrôlé

remp.

(1)P Lorsque l'on utilise des boulons à serrage contrôlé pour obtenir une connexion entre un élément en acier et une dalle de béton préfabriquée, leur calcul doit être conforme aux Principes appropriés de l'ENV 1993-1-1:1992 et de l'ENV 1993-2:1997.

(2)P Le calcul doit prendre en compte la réduction de l'effort de précontrainte dans le boulon engendrée par le fluage et le retrait du béton, ainsi que les conditions de surface de l'acier et du béton au niveau de leur interface.

(3)P Le glissement aux états limites de service doit être limité à un niveau tel que le calcul satisfasse les exigences de 6.1.3(P).

(4)P Le calcul de la connexion et des dispositions constructives de la tête de chaque boulon doit être tel que la contrainte d'appui entre l'acier et le béton ne soit pas excessive.

6.6 Armatures transversales

6.6.1 Cisaillement longitudinal dans la dalle

remp.

(1)P Les armatures transversales dans la dalle doivent être calculées pour l'état limite ultime de façon à prévenir tout fendage longitudinal et toute défaillance par cisaillement longitudinal prématurée.

(2)P Le cisaillement longitudinal de calcul par unité de longueur v_{Sd} pour toute surface potentielle de défaillance par cisaillement longitudinal dans la dalle (Figure 6.12) ne doit pas être supérieur à la résistance de calcul au cisaillement longitudinal v_{Rd} de la surface de cisaillement considérée.

(3) Il convient de prendre la longueur de la surface de cisaillement *b-b* indiquée sur la Figure 6.12 égale à $2h$ plus le diamètre de tête pour des goujons disposés sur une seule file ou en quinconce, ou égale à $2h + s_t$ plus le diamètre de tête pour des goujons disposés en plusieurs files, où h représente la hauteur des goujons et s_t la distance transversale entre axes entre les goujons les plus proches des deux bords de la membrure.

(4) Il convient de déterminer le cisaillement longitudinal de calcul par unité de longueur de poutre v_{Sd} sur une surface de cisaillement conformément à 6.2.

(5) Dans la détermination de v_{Sd} , la variation de cisaillement longitudinal dans la largeur de la membrure en béton peut être prise en compte.

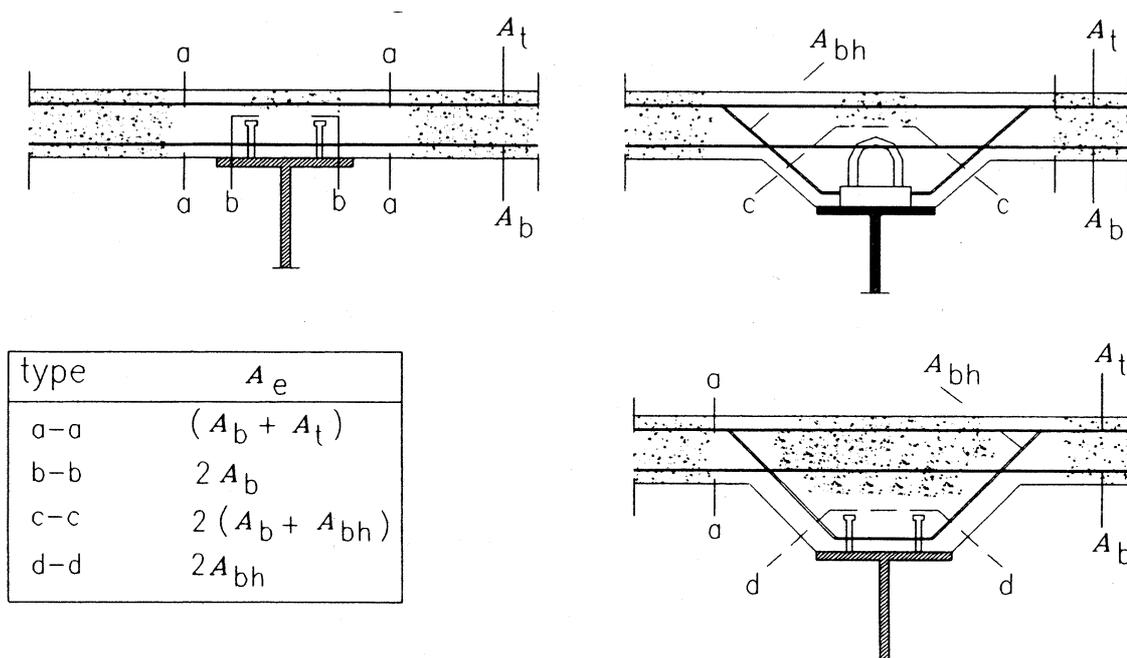


Figure 6.12 (remp.) — Surfaces potentielles types de défaillance par cisaillement

6.6.2 Résistance de calcul au cisaillement longitudinal

(1) La résistance de calcul de la membrure en béton (plans de cisaillement *a-a* illustrés dans la Figure 6.12) *mod.* peut être déterminée conformément aux Principes de 4.3.2.5 de l'ENV 1992-1-1:1991.

(2) En l'absence de calcul plus précis (par exemple un calcul prenant en compte toute contrainte transversale *mod.* éventuelle), il convient de déterminer la résistance de calcul d'une quelconque surface de défaillance potentielle par cisaillement dans une membrure ou un renformis au moyen des expressions suivantes :

$$V_{Rd} = 2,5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s \quad \dots (6.25)$$

ou :

$$V_{Rd} = 0,2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c \quad \dots (6.26)$$

en prenant la plus petite de ces deux valeurs,

où :

τ_{Rd} est la résistance au cisaillement de calcul de base, à prendre égale à $0,25 f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$ ou à zéro dans une région où le cisaillement longitudinal est déterminé en supposant que le béton est fissuré en flexion longitudinale, où $f_{ctk\ 0,05}$ est défini en 3.1.2.3 de l'ENV 1992-1-1:1991 ;

f_{ck} est la résistance caractéristique d'un cylindre-éprouvette du béton en N/mm^2 ;

f_{sk} est la limite d'élasticité caractéristique des armatures ;

$\eta = 1$ pour le béton de densité normale ;

$\eta = 0,3 + 0,7(\rho/24)$ pour le béton léger de poids unitaire ρ en kN/m^3 ;

A_{cv} est l'aire de section transversale moyenne par unité de longueur de poutre de la surface de cisaillement en béton considérée ;

A_e est la somme des aires de section transversale des armatures transversales (supposées perpendiculaires à la poutre) par unité de longueur de poutre traversant la surface de cisaillement considérée (figure 6.12) incluant toute armature utilisée pour la flexion de la dalle ;

A_b et A_{bh} sont les aires des armatures inférieures disposées de telle sorte que 6.4.1.1 et 6.4.1.4(3) soient satisfaits.

6.6.3 Contribution des tôles profilées en acier

mod.

(1) Pour l'applicabilité de 6.6.3 de l'ENV 1994-1-1:1992, voir 7.1.1.

6.6.4 Armatures transversales minimales dans les dalles pleines coulées sur chantier

remp.

(1) Il convient que les armatures minimales soient conformes à 5.4.3 de l'ENV 1992-1-1:1991.

6.6.5 Fendage longitudinal

remp.

NOTE Les règles suivantes complètent 6.1.4(2)P, et 5.4.3.2.4 de l'ENV 1992-1-1:1991.

(1) Lorsque, dans une poutre mixte, la distance entre le bord de la membrure en béton et l'axe central de la file de connecteurs la plus proche est inférieure à 300 mm :

— il convient que les armatures transversales inférieures selon 6.4.1.1 et 6.6.2 soient composées de barres en U passant autour des connecteurs, et soient disposées aussi bas que possible dans la dalle ;

— lorsque des goujons à tête sont utilisés comme connecteurs, il convient que la distance entre le bord de la membrure de béton et le centre du goujon le plus proche ne soit pas inférieure à $6d$, où d représente le diamètre nominal du goujon, et il convient que le diamètre des barres en U ne soit pas inférieur à $0,5d$.

7 Dalles mixtes coulées sur tôles profilées en acier et plaques mixtes

7.1 Généralités

7.1.1 Objet

(5) Aucun détail n'est donné sur l'utilisation des dalles mixtes avec des tôles profilées en acier comme tablier de pont, ou sur l'action mixte d'une telle dalle avec les éléments porteurs en acier. Sauf spécification contraire dans le cahier des charges du projet ou de la part de l'autorité compétente, il convient que le concepteur étudie l'applicabilité de 7.1 à 7.6 ainsi que de 3.4, 4.2.1(4), 6.3.3, 6.4.3, 9.4.4, 9.4.5, 10.3 et de l'annexe E. Pour le calcul des coffrages non participants en tôles profilées en acier, voir l'ENV 1993-1-3:1996.

(5) **A** Les bacs acier ou tôles profilées d'épaisseur inférieure à 6 mm doivent être considérés comme des coffrages perdus (non collaborants). On portera une attention particulière à la durabilité de ces éléments.

7.7 Plaques mixtes

add.

7.7.1 Généralités

(1)P Le point 7.7 est valable pour les plaques mixtes composées d'une plaque nominale plane en acier de construction connectée par des goujons à tête à une dalle de béton coulée sur chantier. Les plaques à double peau ou d'autres types de connecteurs ne sont pas couverts. L'utilisation prévue de la plaque mixte est de servir de membrure dans un tablier de pont supportant des charges appliquées perpendiculairement au plan de dalle ainsi que des efforts dans ce plan, ou de membrure inférieure dans une poutre-caisson.

(1) **A** L'épaisseur de la plaque doit être supérieure ou égale à 6 mm.

(2) Il convient que la plaque d'acier soit soutenue pendant le coulage, soit de façon permanente, soit par des appuis provisoires afin de limiter sa flèche à une valeur inférieure à 0,05 fois l'épaisseur de dalle, sauf si l'on prend en compte le poids supplémentaire du béton.

(3) Lors de la détermination de la largeur efficace selon 4.2.2.2, il convient de prendre la valeur de b_0 égale à $2 a_w$ avec a_w tel que défini en 7.7.4(5).

(4) Pour l'analyse globale 4.5 s'applique.

7.7.2 Calcul pour les effets locaux

(1) Les effets locaux sont les moments fléchissants et les cisaillements engendrés par les charges verticales s'exerçant sur la plaque fonctionnant comme une dalle mixte dans une ou deux directions. Pour les besoins de l'analyse des effets locaux d'actions, la dalle peut être supposée élastique et non fissurée. Il n'est pas nécessaire de calculer une membrure supérieure de poutre en I comme mixte dans le sens transversal.

(2) Le béton et la plaque en acier peuvent être considérés comme fonctionnant de façon mixte sans glissement. Il convient de vérifier la résistance à la flexion et à l'effort tranchant comme pour une dalle en béton armé où la plaque en acier est considérée comme des armatures.

(3) La résistance de calcul au cisaillement donnée en 4.3.2.3 et 4.3.4.5.1 de l'ENV 1992-1-1:1991 est applicable, et la plaque peut être considérée comme armature si 7.7.4(4) est satisfait.

7.7.3 Calcul pour les effets généraux

(1)P La plaque mixte doit être calculée pour résister à tous les efforts engendrés par les efforts normaux et la flexion générale de toutes les poutres longitudinales ou transversales dont elle fait partie.

(2) La résistance de calcul à la compression peut être prise égale à la somme de la résistance de calcul du béton et de la plaque en acier à l'intérieur de la largeur efficace selon 4.2.2 à condition que la plaque en acier soit connectée au béton conformément à 6.4. Il convient de prendre en compte la réduction de résistance engendrée par le flambement conformément à l'ENV 1992-1-1:1991, s'il y a lieu.

- (3) Il convient de prendre la résistance de calcul à la traction égale à la somme des résistances de calcul de la plaque en acier et des armatures à l'intérieur de la largeur efficace conformément à 4.2.2.
- (4) Pour les connecteurs, il convient de prendre en compte l'interaction avec des effets de charges locales comme indiqué en 7.7.4(1)P. Dans les autres cas, il est inutile de la prendre en compte.

7.7.4 Calcul des connecteurs

- (1)P La résistance à la fatigue ainsi que les exigences concernant les états limites de service doivent être vérifiées pour les combinaisons d'effets locaux et généraux simultanés. Les connecteurs qui supportent des charges tant longitudinales que transversales peuvent être vérifiés pour la somme vectorielle des efforts concomitants sur ces connecteurs.
- (2) La résistance de calcul des goujons indiquée en 6.3.2 et 6.3.8 peut être utilisée à condition que la dalle de béton soit munie d'armatures inférieures d'une aire d'au moins 0,002 fois l'aire de béton dans chacun des deux sens perpendiculaires conformément à 6.4.1.1(1).
- (3) Les règles de 6.4 concernant les dispositions constructives sont applicables.
- (4) Pour justifier l'utilisation de la plaque en acier comme armature (voir 7.7.2(2)), il convient que la distance, dans deux sens perpendiculaires, entre les connecteurs ne soit pas supérieure à trois fois l'épaisseur de dalle.
- (5) Pour les poutre à membrures larges, la répartition du cisaillement longitudinal résultant des effets généraux aux états limites de service peut être déterminée de la façon suivante afin de prendre en compte le glissement et le traînage de cisaillement. L'effort longitudinal P_{Sd} s'exerçant sur un connecteur à une distance x de l'âme la plus proche peut être pris égal à :

$$P_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} \left[\left(3,85 \left(\frac{n_w}{n} \right)^{-0,17} - 3 \right) \left(1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0,15 \right] \quad \dots (7.10)$$

où :

- V_{Sd} est le flux de cisaillement longitudinal de calcul engendré par les effets généraux ;
- n est le nombre total de connecteurs de même dimension par unité de longueur de poutre à l'intérieur de la largeur b dans la Figure 7.13, à condition que le nombre de connecteurs par unité d'aire n'augmente pas avec x ;
- n_w est le nombre de connecteurs par unité de longueur disposés jusqu'à une distance de l'âme a_w égale à la plus grande des deux valeurs suivantes : 10 t_f ou 200 mm ;
- b est l'égal à la moitié de la distance entre des âmes adjacentes, ou à la distance entre l'âme et le bord libre de la membrure.

Dans le cas d'une membrure en saillie jusqu'à a_w hors de l'âme, n et n_w peuvent comprendre les connecteurs disposés sur la membrure. Pour des raisons d'efficacité, il convient que la valeur de n_w soit aussi élevée que possible et que l'espacement des connecteurs soit assez réduit pour éviter un voilement local prématuré de la plaque, voir 6.4.1.5(2).

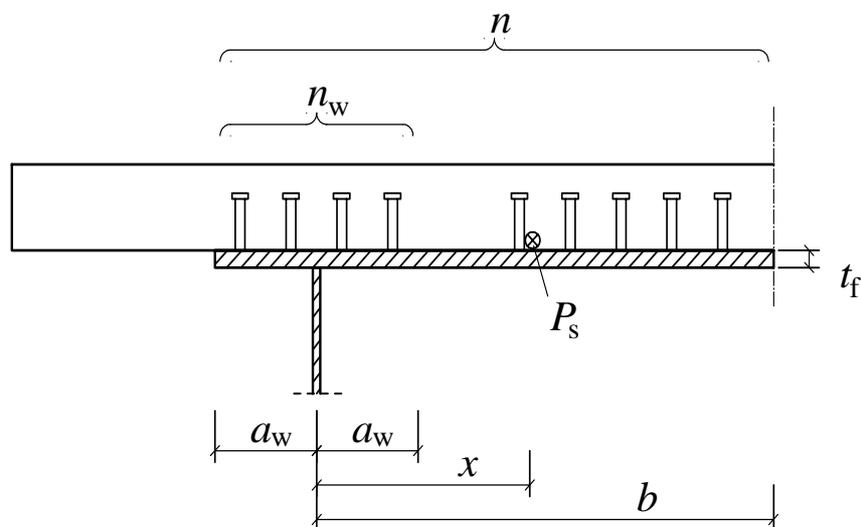


Figure 7.13 — Définition des notations de l'équation (7.10)

8 Tabliers comportant des dalles de béton préfabriquées

8.1 Généralités

- (1)P La présente Section 8 concerne les dalles ou prédalles en béton préfabriquées précontraintes ou armées, *mod.* utilisées soit comme constituant à elles seules des membrures de pleine hauteur de tabliers de ponts, soit comme dalles de hauteur partielle fonctionnant avec du béton coulé sur chantier.
- (2)P La dalle de pont préfabriquée doit être calculée conformément à 5.4.9 de l'ENV 1992-2:1996 ainsi que pour *mod.* un fonctionnement mixte avec la poutre en acier.
- (3) Il convient de spécifier les tolérances appropriées dans le cahier des charges du projet.

8.1 A Le tableau suivant résume le domaine d'application des différents procédés.

	Couvert	Non couvert (à spécifier dans le marché)	Exclu	Hors sujet
Dalle	pleine	— prédalle collaborante — dalle précontrainte — dalle nervurée		prédalle non collaborante
Pose (voir EC 2 -1-3 — DAN)	— résine — bain de mortier	— béton	— sèche	
Nature des joints	— rugueux	— nervurés	— très lisses — lisses	
Mode d'assemblage	— béton	— colle	— sec — mortier	
Reprise des sollicitations	— recouvrement des armatures (barres droites ou crochets) — boucles en recouvrement	— soudage barres/platines — coupleurs filetés — précontrainte — manchons filetés		
Connexion	— Concentrée — Répartie			

8.2 Actions

(3) 7.3.2.1(2) et 7.3.2.1(4) sont applicables aux éléments préfabriqués fonctionnant comme coffrages permanents. Ces charges minimales ne sont pas nécessairement suffisantes et il convient de prendre en compte les exigences de la méthode de construction.

8.3 Coefficients partiels pour les matériaux

(1)P Pour l'acier de construction, les armatures et le béton, les coefficients partiels donnés en 2.3.3 et 2.3.4 doivent être utilisés.

(2) Ne s'applique pas.

8.4 Calcul, analyse et dispositions constructives de la dalle de couverture

remp.

(1) Il convient de calculer la dalle préfabriquée associée éventuellement à du béton coulé sur chantier comme continue tant dans le sens longitudinal que dans le sens transversal. Il convient de calculer les joints entre les dalles pour qu'ils transmettent les efforts de membrane ainsi que les moments fléchissants et les cisaillements. La compression perpendiculaire au joint peut être supposée transmise par la pression de contact si le joint est rempli de mortier ou de colle, ou si des essais démontrent que les surfaces de contact sont suffisamment jointives.

(2) Pour l'utilisation de goujons en groupes, voir 6.4.1.5(4). Pour les connexions comportant des boulons à serrage contrôlé, voir 6.5. Il convient d'établir au moyen d'essais la grandeur du coefficient de frottement entre la dalle et la poutre en acier.

(3) La répartition par étapes des efforts tranchants exposée en 4.5.3.2(104) de l'ENV 1992-1-3:1994 peut être utilisée à condition que les limitations indiquées en 6.1.3(2) soient respectées.

8.5 Joints entre poutre en acier et dalle de béton

8.5.1 Scellement et tolérances

(1)P Lorsque des dalles préfabriquées sont appuyées sur des poutres en acier sans scellement, l'influence des tolérances verticales sur des surfaces d'appui doit être prise en compte.

8.5.2 Corrosion

(1)P Il convient qu'une membrure en acier disposée sous des dalles préfabriquées sans scellement possède la même protection anticorrosion que le reste de la structure en acier, à l'exception d'une dernière couche appliquée après montage. Un scellement prévu comme protection anticorrosion peut être considéré dans les calculs comme non porteur.

(2) Ne s'applique pas.

8.5.3 Connexion et armatures transversales

mod.

(1) Il convient que la connexion et les armatures transversales soient calculées conformément aux paragraphes appropriés de la Section 6.

(2) Si des connecteurs soudés sur la poutre en acier pénètrent dans des espaces ménagés dans les dalles, ou dans les joints entre les dalles, avec remplissage de béton après montage, il convient que les dispositions constructives ainsi que les caractéristiques du béton soient de nature à permettre un coulage convenable.

- (3) En l'absence d'expérience appropriée, il convient que l'épaisseur minimale de remplissage enrobant ces connecteurs soit d'au moins 25 mm.
- (4) Si des connecteurs sont disposés en groupes, il convient de mettre en œuvre des armatures suffisantes à proximité de chaque groupe pour prévenir une ruine locale prématurée dans le béton préfabriqué ou coulé sur chantier.
- (5) Ne s'applique pas.

8.6 Plancher en béton calculé pour un chargement horizontal

Ne s'applique pas.

9 Exécution

9.1 Déroulement des phases de construction

- (3) Il convient de spécifier le rythme ainsi que l'ordre du bétonnage de telle sorte que le béton en partie durci *mod.* ne soit pas endommagé en raison d'un comportement mixte limité engendré par la déformation des poutres en acier sous l'effet des opérations de bétonnage ultérieures. Chaque fois que cela est possible, il convient de ne pas imposer de déformations sur une connexion jusqu'à ce que le béton ait atteint une résistance de cylindre-éprouvette d'au moins 20 N/mm².

9.4 Précision en cours de construction, et contrôle de la qualité

9.4.1 Flèche pendant et après le bétonnage

- (1)P 5.4 est applicable.

mod.

- (2) Il convient que le coffrage et ses appuis soient capables de transmettre la charge et les effets du bétonnage *remp.* à la structure en acier ou à d'autres appuis sans désordre et conformément aux hypothèses de calcul.

- (3) Ne s'applique pas.

9.4.3 Connexion

9.4.3.1 Goujons à tête

remp.

- (1)P Le soudage à l'arc des goujons doit être conforme au document prEN ISO 14555 «*Soudage — Soudage à l'arc de goujons métalliques*» et prEN ISO 13918 «*Soudage — Goujons pour soudage à l'arc de goujons*».

9.4.3.2 Boucles et connecteurs en butée

remp.

- (1)P Le soudage des boucles et des connecteurs en butée doit être conforme aux articles appropriés de l'ENV 1992-1-1:1991 et ENV 1993-1-1:1992.

- (2)P Les boucles devant être soudées doivent satisfaire aux conditions de soudabilité données dans l'ENV 1992-1-1:1992.

9.4.3.3 Boulons à serrage contrôlé

rempl.

(1)P L'interface entre l'élément en acier et la membrure de béton doit être exempte d'huile, d'impuretés, de rouille, de calamine non adhérente, de bavures et autres défauts susceptibles d'empêcher l'uniformité du joint entre les deux éléments, ou d'interférer dans leur frottement mutuel.

(2) Il convient que la méthode utilisée soit conforme aux articles appropriés de la Section 7 de l'ENV 1993-1-1:1992.

9.4.3.4 Protection anticorrosion à l'interface

rempl.

(1) Ne s'applique pas.

(2) Il convient que la protection anticorrosion appliquée sur la structure en acier s'étende sur au moins 50 mm dans l'interface. Cependant toute application de couche finale sur chantier peut être omise.

9.4.3.5 Conditions de surface

mod.

(1) Pour les poteaux mixtes et les tabliers à poutrelles enrobées, il convient que la surface de la section en acier en contact avec le remplissage ou l'enrobage de béton reste sans peinture et soit exempte d'huile, de matière grasse et de rouille ou calamine non adhérente.

9.4.4 Dalles mixtes avec tôles profilées en acier

(1) Pour l'applicabilité de 9.4.4 de l'ENV 1994-1-1:1992, voir 7.1.1.

10 Dimensionnement assisté par des essais

10.1 Généralités

(1)P Sauf spécification contraire, la Section 8 de l'ENV 1993-1-1:1992 s'applique.

mod.

(2) Des règles spécifiques supplémentaires sont données en 10.2 pour les essais non répétés réalisés sur les *mod.* connecteurs. Des échantillons des types spécifiés en 10.2.1 à 10.2.3 peuvent également être utilisés pour les essais de fatigue des connecteurs.

NOTE Des informations générales sur la méthode d'essai, l'évaluation des résultats et sur la détermination de la *add.* résistance de calcul au moyen d'essais sont données dans l'annexe D de l'ENV 1991-1-1:1994 et dans l'annexe Z de l'ENV 1993-1-1/A2:1997.

10.3 Essais des dalles de plancher mixtes

mod.

(1) Pour l'applicabilité de 10.3 de l'ENV 1994-1-1:1992, voir 7.1.1(5).

Annexe K (normative) Tabliers à poutrelles enrobées

K.1 Généralités

(1)P Dans la présente annexe, les articles K.2 à K.6 concernent les tabliers composés d'une dalle de béton armé de poutrelles longitudinales en acier et par des armatures en acier.

(2) La Figure K.1 montre une section transversale type de tablier à poutrelles enrobées. Aucune règle d'application n'est donnée pour les poutrelles totalement enrobées.

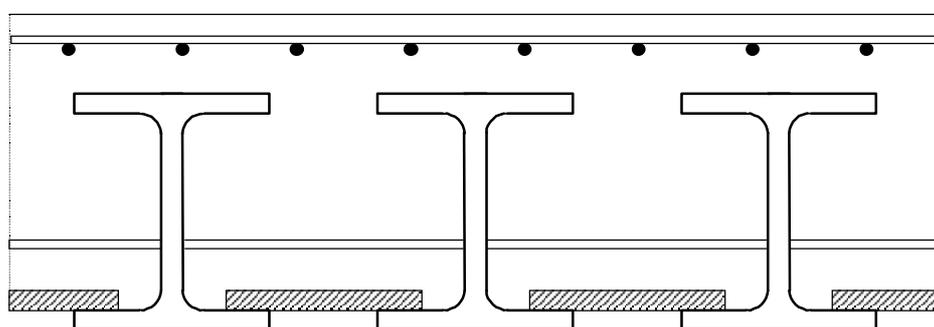


Figure K.1 — Section transversale type d'un tablier à poutrelles enrobées

(3) L'article K.7 est applicable aux ponts à tabliers composés, entre poutres latérales, d'une dalle de béton armé de poutrelles enrobées transversales en acier et par des armatures en acier. La Figure K.2 montre une section transversale type de tablier à poutres latérales *i*.

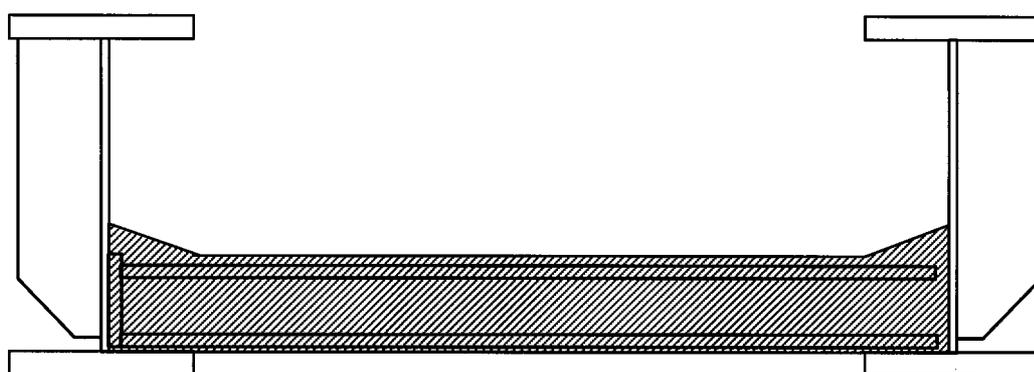


Figure K.2 — Section transversale type de tablier à poutres latérales

(3) **A** La Figure K.2 est purement schématique et n'a pas de valeur de recommandation de dispositions constructives précises.

(4) Dans la présente annexe, le terme «longitudinal» désigne le sens de l'axe longitudinal du pont, et le terme «transversal» se réfère à la direction perpendiculaire.

(5)P Les tabliers à poutrelles enrobées doivent être calculés pour les états limites ultimes et de service. En outre, les poutrelles en acier comportant des soudures doivent être vérifiées à la fatigue.

(5) C La vérification à la fatigue n'est pas nécessaire dans le cas spécifique des passerelles.

K.2 Exigences

(1)P Les travées peuvent être indépendantes, ou continues. Les appuis peuvent être biais ou non. Sous réserve que les dispositions de la présente annexe soient satisfaites, l'utilisation d'une connexion mécanique n'est pas nécessaire.

(2) Les poutrelles en acier peuvent être des profilés laminés ou des profilés soudés de section transversale constante. Pour les profilés soudés, il convient que la largeur des membrures et la hauteur de l'âme se situent dans les gammes disponibles pour les profilés en I ou en H laminés.

(3) Il convient que les tabliers comportant des poutrelles enrobées longitudinales, entrant dans le champ d'application de la présente annexe, respectent toutes les conditions suivantes :

- les poutrelles en acier sont rectilignes en projection horizontale ;
- le biais θ de tous les appuis respecte la condition : $0 \leq \theta \leq 30^\circ$ (la valeur $\theta = 0$ correspondant à un tablier non biais) ;
- la hauteur nominale h des poutrelles en acier respecte la condition : $0,21 \text{ m} \leq h \leq 1,10 \text{ m}$;
- l'espacement des âmes des poutrelles en acier n'est pas supérieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $h/3 + 0,60 \text{ m}$ ou $0,75 \text{ m}$, h étant la hauteur nominale des poutrelles en acier, en mètres ;
- l'enrobage de béton c au-dessus des poutrelles en acier satisfait les trois conditions suivantes :
 - $c \geq 70 \text{ mm}$
 - $c \leq 150 \text{ mm}$
 - $c \leq h/3$
- la sous-face de la membrure inférieure des poutrelles en acier n'est pas enrobée ;
- une nappe inférieure d'armatures transversales passe à travers les âmes des poutrelles en acier, et elle est ancrée au-delà de la poutrelle de rive et à chaque extrémité de chaque barre, de façon à atteindre sa limite d'élasticité conformément à l'ENV 1992-2:1996 ; des barres à haute adhérence sont utilisées ; leur diamètre n'est pas inférieur à 16 mm, et leur espacement n'est pas supérieur à 300 mm ;
- du béton de densité normale est utilisé.

(3) C Les ponts avec un biais supérieur à 30° ne sont pas interdits mais nécessitent des justifications complémentaires qui ne sont pas données dans cette annexe.

L'emploi de béton léger n'est pas interdit (voir les spécifications du marché).

K.3 Analyse globale

- (1) Le présent article K.3 est applicable pour la vérification à tous les états limites, y compris la fatigue.
- (2) Il convient de déterminer les sollicitations au moyen d'une analyse élastique en l'absence de fissures.
- (3) Pour les travées des poutrelles enrobées continues comportant des sections de classe 1, les moments fléchissants élastiques évalués pour les états limites ultimes peuvent être redistribués pour tenir compte du comportement inélastique des matériaux. Cette redistribution peut être effectuée en réduisant les moments fléchissants négatifs de valeurs ne dépassant pas 15 % de la valeur initiale du moment fléchissant à réduire. Pour chaque cas de charge, il convient que les sollicitations après redistribution soient en équilibre avec les charges.

(4) Pour le calcul des flèches aux états limites de service, la valeur constante I du moment d'inertie de flexion des sections transversales des tabliers à poutrelles enrobées peut être prise égale à :

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

où I_1 et I_2 représentent les valeurs « en l'absence de fissure » et « avec fissures » du moment d'inertie de flexion de la section transversale mixte soumise à un moment fléchissant positif.

(4) **C** I_2 est calculé en négligeant la partie tendue du béton.

(5)P Lorsque la répartition des charges appliquées après la prise du béton n'est pas uniforme dans le sens transversal, l'analyse doit prendre en compte toute différence éventuelle entre les déformations de poutrelles enrobées adjacentes, sauf s'il est vérifié qu'une précision suffisante est obtenue par une analyse simplifiée supposant des sections transversales rigides.

(6) Ces déformations peuvent être prises en compte en utilisant l'une des méthodes d'analyse suivantes :

- modéliser le tablier comme une plaque orthotrope ;
- considérer le béton comme discontinu, de manière à obtenir une grille plane d'éléments possédant de la rigidité en torsion et en flexion ;
- utiliser des méthodes générales, telle que l'utilisation d'éléments finis de forme appropriée.

La rigidité de torsion des poutrelles en acier peut être négligée.

(7) La valeur nominale du coefficient de Poisson, si elle est nécessaire au calcul, peut être considérée égale, en tous sens, aux valeurs suivantes :

- 0 pour les vérifications aux états limites ultimes ;
- 0,2 pour les vérifications aux états limites de service.

(8) Sauf spécification contraire, les déformations du béton engendrées par le fluage peuvent être prises en compte par la méthode des coefficients d'équivalence, et deux valeurs nominales du module « efficace » du béton E'_c peuvent être adoptées : une égale à E_{cm} pour les effets à court terme, l'autre égale à $E_{cm}/3$ pour les effets à long terme.

(9) L'influence du retrait du béton peut être négligée.

(10) L'influence des différences et gradients de température peut être négligée, sauf pour le calcul des flèches des ponts-rails dépourvus de ballast.

(10) **C** Par contre les variations de température sont à prendre en compte pour le dimensionnement des joints et appareils d'appuis.

(11) En flexion longitudinale, les effets du glissement entre le béton et les poutrelles en acier peuvent être négligés.

(12) En flexion transversale, la présence de poutrelles en acier peut être négligée.

(13) L'influence du traînage de cisaillement peut être négligée.

(14) Il convient de négliger la contribution du coffrage supporté par les poutrelles en acier et qui devient partie intégrante de la construction permanente, comme illustré par la Figure K.1.

K.4 États limites ultimes

K.4.1 Généralités

(1)P Les sections transversales mixtes doivent être classées conformément à la Section 4 avec la modification suivante : les âmes peuvent être considérées comme enrobées.

(2) L'enrobage des âmes entraîne deux conséquences :

- une âme de Classe 3 enrobée peut être représentée par une âme efficace de même section transversale de Classe 2 ;
- il convient que la classification des membrures d'acier en saillie soit conforme au Tableau K.1, dans lequel ε est défini dans le Tableau 4.2.

Tableau K.1 — Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les membrures d'acier en saillie comprimées

Classe	Type de profil	Rapports largeur-épaisseur maximaux
1	Laminé	$c/t \leq 10 \varepsilon$
	Soudé	$c/t \leq 9 \varepsilon$
2	Laminé	$c/t \leq 15 \varepsilon$
	Soudé	$c/t \leq 14 \varepsilon$
3	Laminé	$c/t \leq 21 \varepsilon$
	Soudé	$c/t \leq 20 \varepsilon$

(3) Les Règles d'application K.3 (8) à K.3 (14) sont applicables pour la vérification des sections transversales aux états limites ultimes.

K.4.2 Moments fléchissants

(1)P La résistance de calcul des sections transversales mixtes aux moments fléchissants doit être déterminée conformément à la Section 4.

(2)P La résistance de calcul des sections en béton armé aux moments fléchissants doit être déterminée conformément à l'ENV 1992-2:1996.

K.4.3 Effort tranchant

(1)P La résistance des sections transversales mixtes à l'effort tranchant doit être prise égale à la résistance de la section en acier de construction seule, sauf si la valeur d'une contribution de la partie en béton armé a été établie et vérifiée conformément à l'ENV 1992-2:1996.

(2)P La résistance de calcul à l'effort tranchant des sections en béton armé entre les poutrelles enrobées doit être vérifiée conformément à l'ENV 1992-2:1996.

(2) **C** En règle générale, lorsque les exigences de K.2 sont satisfaites, et lorsque les poutrelles sont des profilés laminés usuels, les vérifications (1) et (2) ne sont pas dimensionnantes.

K.4.4 Résistance et stabilité des poutrelles en acier pendant l'exécution

(1)P Les poutrelles en acier doivent être vérifiées, avant la prise du béton. Les calculs doivent être effectués conformément à l'ENV 1993-2:1997.

K.5 États limites de service

K.5.1 Généralités

(1)P Les états limites de service doivent être vérifiés conformément à :

- l'ENV 1992-2:1996 pour les vérifications concernant les sections transversales en béton armé ;
- la Section 5 pour les autres vérifications.

(2) Les Règles d'application K.3 (8) à K.3 (14) sont applicables pour la vérification des sections transversales aux états limites de service.

K.5.2 Fissuration du béton

- (1)P Les Principes énoncés en 5.3.1 sont applicables.
- (2) Les Règles d'application données en 5.3.1 sont applicables.
- (3) K.5.3 et K.5.4 ci-dessous s'appliquent aux fils ou aux barres d'armature disposés dans le sens des poutrelles en acier dans l'épaisseur totale du tablier.

K.5.3 Armatures minimales

- (1) Il convient de déterminer l'aire minimale d'armatures conformément à 4.4.2.2.3(101) de l'ENV 1992-2:1996, en utilisant une valeur $k_c = 0,4$.

K.5.4 Maîtrise de la fissuration

- (1) 4.4.2.3 de l'ENV 1992-2:1996 s'applique. Il convient de calculer les contraintes dans les armatures en utilisant les caractéristiques de section transversale de la section mixte fissurée avec le moment d'inertie de flexion I_2 selon 4.2.3(2).

K.6 Dispositions constructives

- (1) Il convient que la distance libre entre les membrures supérieures des poutrelles en acier ne soit pas inférieure à 0,15 m de façon à permettre le coulage du béton.
- (2) Il convient que l'enrobage minimal de béton des semelles des poutrelles en acier sur les côtés du tablier ne soit pas inférieur à 80 mm.
- (3) Il convient que la surface des poutrelles en acier soit décalaminée.
- (4)P La sous-face, les surfaces supérieures ainsi que les bords des membrures inférieures des poutrelles en acier doivent être protégés contre la corrosion.

K.7 Tabliers à poutres latérales comportant des poutrelles enrobées transversales

K.7.1 Généralités

- (1)P L'article K.7 a pour objet les tabliers à poutrelles enrobées transversales dans lesquels :
 - la connexion est réalisée conformément à la Section 6 ; ou
 - les conditions de K.2(3) sont applicables, ou sont modifiées sur la base de résultats d'une expérience appropriée de comportement satisfaisant à long terme de tabliers à poutrelles enrobées transversales soumis à un chargement similaire à celui spécifié pour le projet particulier.
- (2)P Les Principes de l'article K.1 et des articles K.3 à K.6 sont applicables.
- (3)P Aucune règle d'application n'est donnée pour les tabliers à poutrelles enrobées transversales.

K.7.2 Analyse

- (1)P Les travées de poutrelles enrobées transversales peuvent être calculées comme des travées indépendantes. Lorsque des poutrelles enrobées transversales agissent comme parties de cadres transversaux en U qui stabilisent les poutres maîtresses, les effets d'actions appropriés doivent être pris en compte.

K.7.3 Cisaillement dans le sens de la portée de poutrelles transversales

(1)P Ce cisaillement doit être déterminé par la théorie élastique, en prenant en compte l'éventualité

- que la traction longitudinale générale et/ou les effets du retrait ou de la température aient pu engendrer une fissuration du béton ; ou
- que la résistance à la traction du béton puisse être supérieure à la valeur spécifiée, et qu'il soit exempt de fissures.

(2)P Lors de la détermination des interfaces entre acier et béton qui sont supposées résister au cisaillement longitudinal par adhérence et/ou frottement, il doit être tenu compte de tous effets d'actions tendant à engendrer la séparation au niveau des interfaces, à savoir :

- la traction longitudinale générale dans la dalle ;
- les effets du retrait et de la fissuration du béton.

(3)P Pour toutes les hypothèses de transmission de ce cisaillement au travers des interfaces entre acier de construction et béton, des trajets et des aires efficaces doivent être considérés, en utilisant un ou plusieurs des moyens suivants :

- connexion réalisée conformément à la Section 6 ;
- cisaillement ou compression directe à travers les surfaces où les effets d'actions coexistants ne tendent pas à engendrer la séparation ;
- effet de goujonage dû aux armatures passant par les trous des éléments en acier.

Si l'on utilise plus d'une méthode de transmission du cisaillement, on doit s'assurer que les comportements charge-glissement de ces méthodes sont compatibles. Les hypothèses doivent être fondées sur des essais ou sur une solide expérience de comportement à long terme sous chargement répété.

(4)P Les valeurs de tout coefficient de frottement ou de toute résistance d'adhérence utilisées dans le calcul doivent être fondées sur des essais ou sur une solide expérience de comportement à long terme sous chargement répété.

K.7.4 Dispositions constructives

(1)P Les dispositions constructives doivent être déterminées de façon à garantir qu'aucune eau de pluie ne puisse pénétrer entre l'âme d'une poutrelle longitudinale et la couche d'étanchéité du tablier.

Annexe L (informative)

Effets de la participation du béton tendu entre fissures dans les ponts mixtes

Annexe L I L'annexe L est invalidée, du fait de sa complexité et du manque d'expérience sur ses conséquences.

L.1 Objet

(1) Dans la présente annexe, une méthode est donnée pour traiter l'effet de la participation du béton tendu entre fissures dans les tabliers de ponts-routes et ponts-rails mixtes. Cette annexe est applicable pour les ponts avec ou sans précontrainte par armatures ou par déformation imposée.

(2) Le tablier peut agir comme élément tendu dans des systèmes mixtes tels que les treillis et les arcs autoancrés en bowstring selon 4.7.1, ou dans les régions tendues d'une poutre mixte. Les articles L.3 à L.5 sont applicables aux sections transversales mixtes où la dalle de béton est disposée au-dessus de la poutre en acier.

L.2 Éléments tendus dans les treillis et arcs autoancrés en bowstring

(1) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise, l'effet de la participation du béton tendu entre fissures selon l'alinéa (2) peut être pris en compte par l'utilisation de la courbe effort normal-déformation moyenne A pour l'élément en béton armé, donnée dans la Figure L.1.

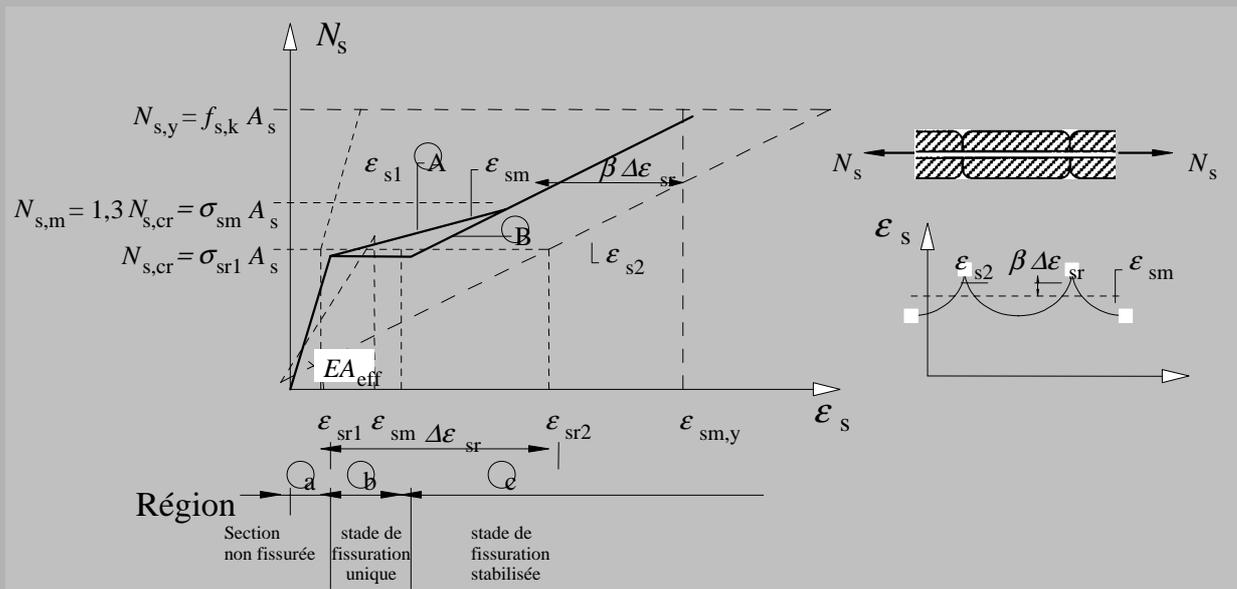


Figure L.1 — Effort normal et déformation moyenne pour les éléments tendus en béton armé

(2) Pour la vérification, on peut distinguer les trois régions (a), (b) et (c) en fonction de la contrainte réelle dans les armatures. La région (a) donne le comportement de la section non fissurée, la région (b) le comportement au stade de formation des premières fissures, et la région (c) le comportement au stade de fissuration stabilisée.

a) Non fissurée ($0 \leq N_s \leq N_{s,cr}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1}$$

... (L.1)

b) Phase de formation des premières fissures ($N_{s,cr} \leq N_s \leq N_{s,m}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \frac{\beta (N_s - N_{s,cr}) + (N_{s,m} - N_s)}{(N_{s,m} - N_{s,cr})} (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad \dots (L.2)$$

c) Fissuration stabilisée ($N_{s,m} \leq N_s \leq N_{s,y}$)

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) = \varepsilon_{s2} - \beta \Delta \varepsilon_{sr} \quad \dots (L.3)$$

où :

ε_{s1} est la déformation des armatures au stade non fissuré ;

ε_{s2} est la déformation des armatures au stade fissuré en négligeant l'effet de participation du béton tendu entre les fissures ;

ε_{sr1} est la déformation des armatures au stade non fissuré sous l'effet d'efforts de fissuration atteignant la valeur moyenne f_{ctm} de résistance à la traction du béton selon 3.1.2(3). Dans le cas d'éléments tendus avec des moments fléchissants locaux supplémentaires engendrés par les charges permanentes et les charges de trafic (par ex. les tabliers dans les ponts en arcs autoancrés en bowstring) qui entraînent l'apparition de contraintes de même sens que l'effort normal, on peut utiliser la valeur $0,7 f_{ctm}$ au lieu de la résistance à la traction f_{ctm} ;

ε_{sr2} est la déformation des armatures au droit de la fissure sous l'effet d'efforts de fissuration atteignant f_{ctm} (si les sollicitations sont inférieures ou égales aux efforts de fissuration, alors $\varepsilon_{sr2} = \varepsilon_{s1}$) ;*

σ_{sr1} est la contrainte des armatures qui traversent la fissure, lorsque la première fissure s'est formée ;

σ_{sm} est la contrainte des armatures qui traversent la fissure, lorsque le schéma stabilisé de fissuration s'est établi. Si aucune information supplémentaire n'est donnée, on peut utiliser $\sigma_{sm} = 1,3 \sigma_{sr1}$;

$N_{s,cr}$ est l'effort s'exerçant dans les armatures qui traversent la fissure, lorsque la première fissure s'est formée ($N_{s,cr} = \sigma_{sr1} A_s$) ;

$N_{s,m}$ est l'effort s'exerçant dans les armatures qui traversent la fissure, lorsque le schéma stabilisé de fissuration s'est établi. Si aucune information supplémentaire n'est donnée, on peut utiliser $N_{s,m} = 1,3 N_{s,cr}$;

$\beta = 0,40$ pour les barres déformées ;

f_{sk} est la limite d'élasticité caractéristique des armatures selon 3.2.

(3) Pour la détermination des moments fléchissants dans les éléments mixtes tendus selon 4.7 engendrés par les déformations de la structure principale (non par les charges verticales locales), la rigidité de flexion de l'élément tendu fissuré peut être calculée en multipliant la rigidité en flexion de l'élément en béton armé non fissuré par le rapport de sa rigidité longitudinale EA_{eff} et de la rigidité EA de la section non fissurée, où la rigidité longitudinale EA_{eff} est donnée par $EA_{eff} = N_s / \varepsilon_{sm}$, où ε_{sm} est indiqué dans la Figure L.1.

L.3 Éléments tendus dans les poutres mixtes

(1) La Figure L.2 montre une section transversale de poutre mixte où le moment fléchissant engendre une traction dans la dalle de béton. Le moment M peut être remplacé par les forces N_a et M_a , et N_s et M_s sur les sections individuelles où le moment fléchissant M_s dans l'élément tendu peut être négligé ($M_s \approx 0$) pour la détermination de N_s . Le moment $M = M_a + N_s a$ dans la section transversale est réparti en un moment s'exerçant dans la section en acier M_a et en efforts normaux $N_a = -N_s$ agissant avec un bras de levier a .

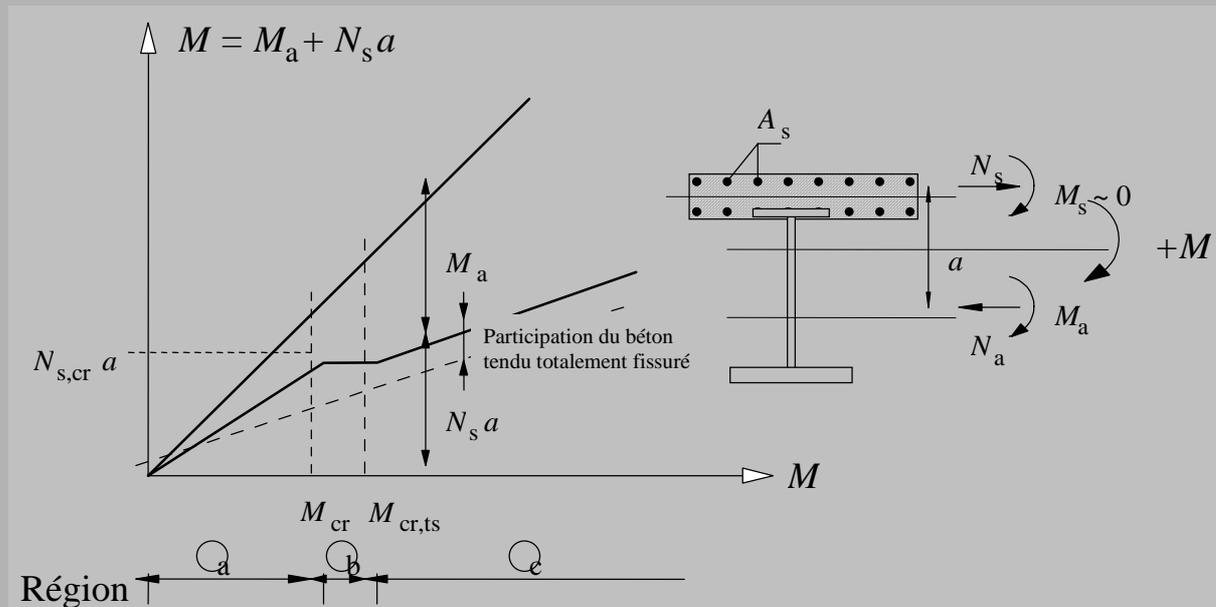


Figure L.2 — Contribution des sollicitations au moment fléchissant total M sans retrait

- (2) Sauf si l'on utilise une méthode plus précise, l'effet de la participation du béton tendu entre fissures sur N_s peut être pris en compte par l'utilisation de la courbe effort-déformations (B) moyenne donnée dans la Figure L.1.
- (3) Le moment de fissuration M_{cr} est le moment s'exerçant lors de la formation de la première fissure. $M_{cr,ts}$ est le moment s'exerçant au commencement de la fissuration stabilisée.
- (4) Les sollicitations sur les sections transversales individuelles, non précontraintes par des armatures, avant la fissuration engendrée par les effets isostatiques du retrait et par le moment de fissuration M_{cr} sont indiquées dans la Figure L.3. Les effets isostatiques du retrait peuvent être déterminés conformément à 4.2.3(4).
- (5) Pour les sections transversales non précontraintes par des armatures, le moment de fissuration M_{cr} est défini comme le moment fléchissant qui engendre, outre les effets isostatiques du retrait, la contrainte au niveau de la fibre extrême de la section en béton nécessaire pour atteindre la résistance moyenne à la traction du béton f_{ctm} . Il convient de déterminer les sollicitations et les contraintes engendrées par M_{cr} au moyen du coefficient d'équivalence η_0 pour le chargement de courte durée selon 3.1.4.2. Pour la définition de M_{cr} pour les sections précontraintes par des armatures, il convient d'inclure l'effet isostatique de la précontrainte.
- (6) Pour les sections transversales non précontraintes par des armatures, l'effort normal dans la section en béton engendré par le retrait et par le moment de fissuration M_{cr} est défini comme l'effort normal $N_{s,cr}$ (voir Figures L.3 et L.4). Pour les sections précontraintes par armatures, il convient de calculer $N_{s,cr}$ en incluant l'effet isostatique de la précontrainte.

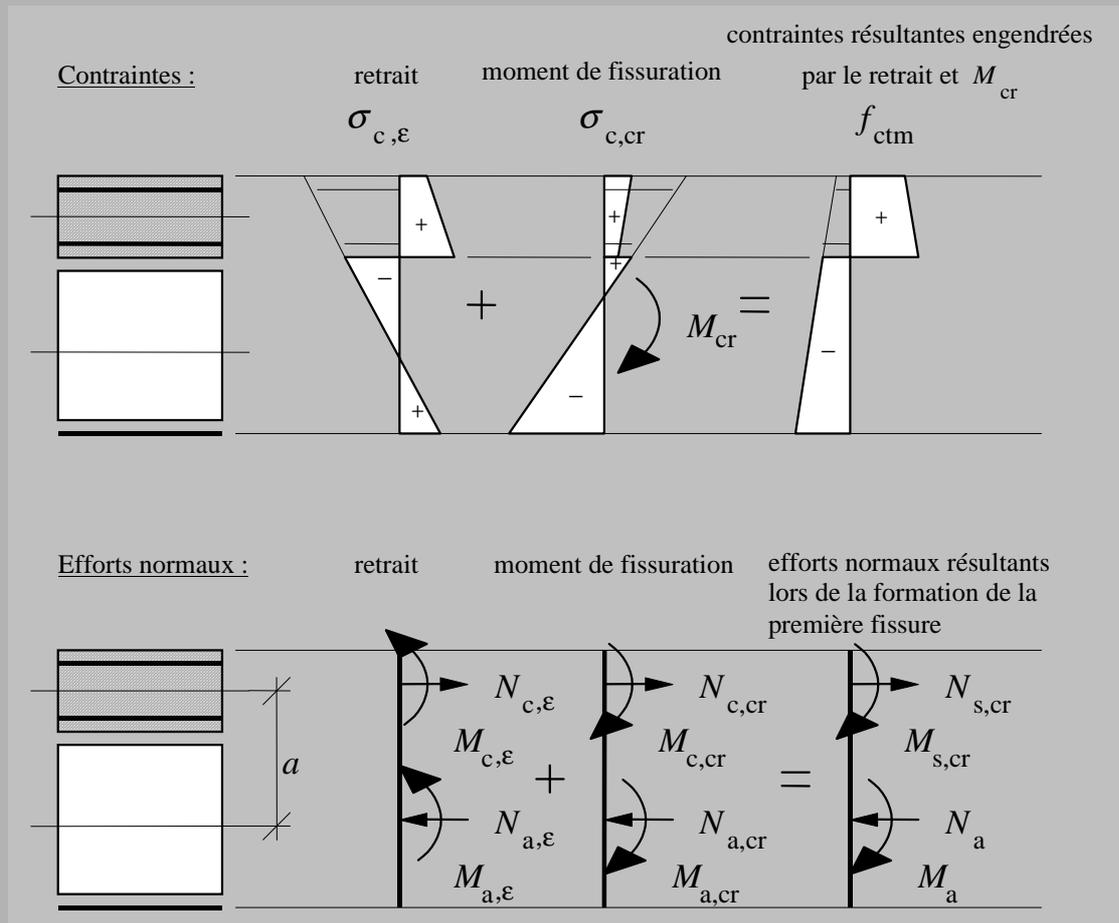


Figure L.3 — Définition du moment de fissuration M_{cr} , région (a), prenant en compte le retrait

(7) On peut considérer que la première fissuration domine pour les moments ne dépassant pas $M_{cr,ts}$. Il résulte de cette condition (Figure L.4) que l'effort normal dans la section en béton $N_s = N_{s0} + \Delta N_{s,ts}$ selon l'alinéa (10) est égal à $N_{s,cr}$.

$$M_{cr,ts} = \left(N_{s,cr} - \Delta N_{s,ts} \right) \frac{I_2}{A_s z_2} \quad \dots (L.4)$$

où :

- I_2 est le moment d'inertie de flexion de la section mixte en négligeant le béton selon 4.2.3(2) ;
- z_2 est la distance entre l'axe neutre de la section mixte fissurée avec le moment d'inertie de flexion I_2 et le centre de gravité des armatures ;

- $\Delta N_{s,ts}$ tel que défini en (10).
- (8) Au stade de la formation des premières fissures, on peut considérer que l'effort normal dans la membrure de béton $N_{s,cr}$ engendré par le retrait et un moment fléchissant M supérieur à M_{cr} est constant.
- (9) Au stade de la formation des premières fissures, la réduction des effets isostatiques du retrait engendrée par la fissuration peut être prise en compte en supposant une réduction linéaire de l'effort $N_{s,e}$ et du moment fléchissant $M_{s,e}$ (voir Figure L.4) entre les valeurs correspondantes du moment fléchissant M_{cr} et du moment fléchissant $M_{cr,ts}$ au commencement de la fissuration stabilisée, où $N_{s,e}$ et $M_{s,e}$ peuvent être supposés égaux à zéro.

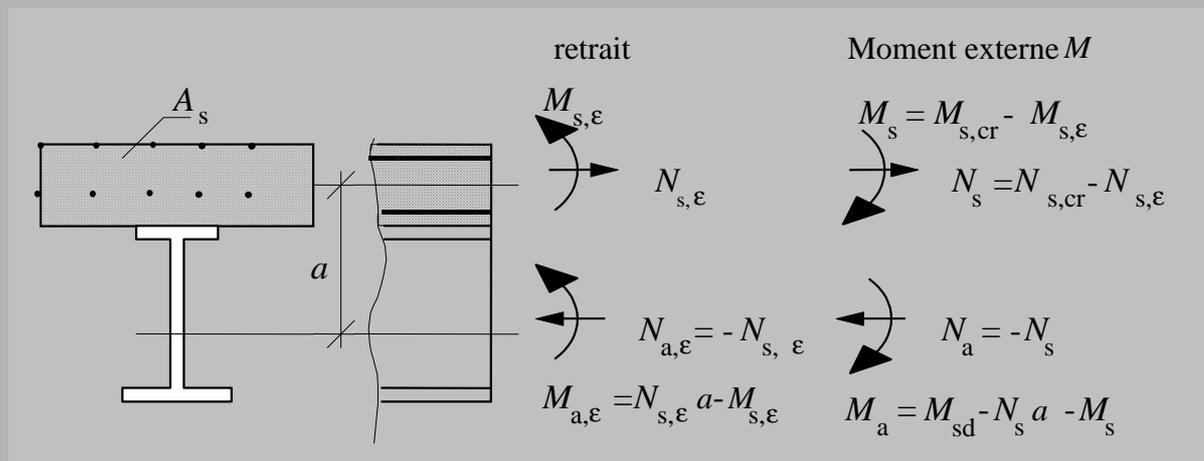
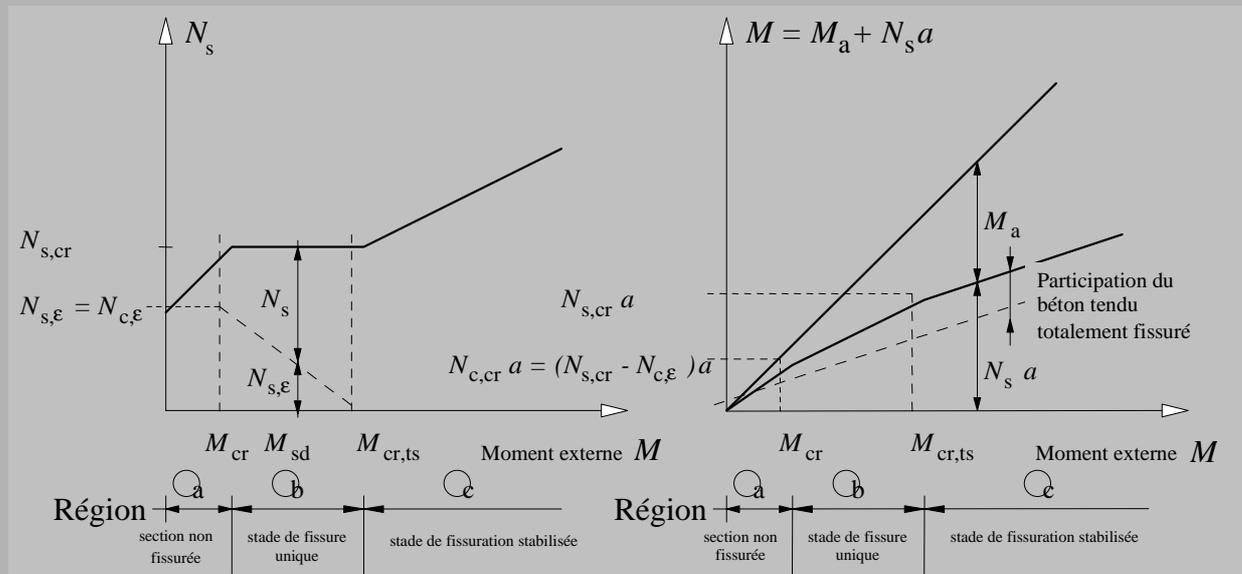


Figure L.4 — Sollicitations dans les sections transversales individuelles pour la fissure unique, région (b), prenant en compte le retrait

(10) Au stage de fissuration stabilisée, les sollicitations dans les sections résultent de l'addition des sollicitations de section transversale engendrées par M_{sd} déterminé avec la section mixte en négligeant le béton (N_{s0} , M_{s0} , M_{a0} , N_{a0}) et des sollicitations supplémentaires $\Delta N_{s,ts}$, $\Delta N_{a,ts}$ et $\Delta M_{a,ts}$ résultant de la participation du béton tendu entre fissures, conformément à la Figure L.5.

$$N_s = N_{s0} + \Delta N_{s,ts} \quad \Delta N_{a,ts} = - \Delta N_{s,ts} \quad \Delta M_{a,ts} = \Delta N_{s,ts} \cdot a \quad \dots (L.5)$$

L'effort normal supplémentaire $\Delta N_{s,ts}$ dans la section en béton résultant de la participation du béton tendu entre fissures pour les ponts sans précontrainte par armatures est donné par :

$$\Delta N_{s,ts} = 0,4 \frac{f_{ctm} A_s}{\rho_s \alpha_{st}} \quad \dots (L.6)$$

L'effort normal supplémentaire $\Delta N_{s,ts}$ de la section en béton résultant de la participation du béton tendu entre fissures pour les ponts avec précontrainte par armatures est donné par :

$$\Delta N_{s,ts} = 0,4 \frac{f_{ctm} (A_s + A_p)}{eff \rho_p \alpha_{st}} \quad \dots (L.7)$$

où :

f_{ctm} est la résistance à la traction moyenne du béton selon la Section 3 ;

A_s sont les aires d'acier de béton armé à l'intérieur de la largeur efficace ;

- A_p sont les aires d'acier de précontrainte à l'intérieur de la largeur efficace ;
- a est la distance entre les axes neutres, de la section en acier de construction et de la section en béton armé non fissurée ;
- $\alpha_{st} = A I_2 / (A_a I_a)$, où A et I_2 sont l'aire et le moment d'inertie de flexion, respectivement, de la section mixte en négligeant le béton tendu ; et A_a et I_a sont les caractéristiques correspondantes de la section en acier de construction ;
- A_{ct} est l'aire de la zone tendue immédiatement avant la fissuration de la section transversale ; par simplification, il convient d'utiliser l'aire de la section en béton à l'intérieur de la largeur efficace ;
- $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;
- $eff \rho_p$ est le rapport d'armature efficace selon 5.3.3.2(2).
- (11) Au stade de fissuration stabilisée, les effets primaires du retrait peuvent être négligés.

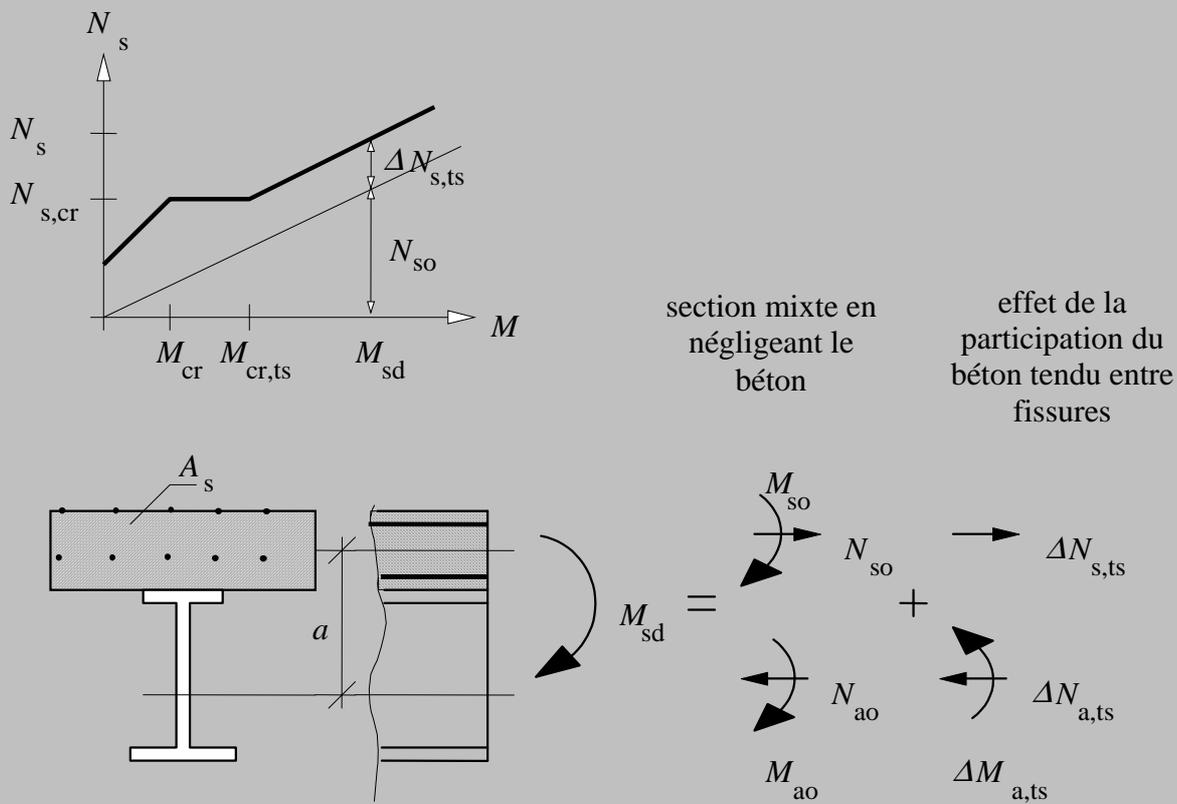


Figure L.5 — Sollicitations des sections transversales individuelles pour le stade de fissuration stabilisée, région (c)

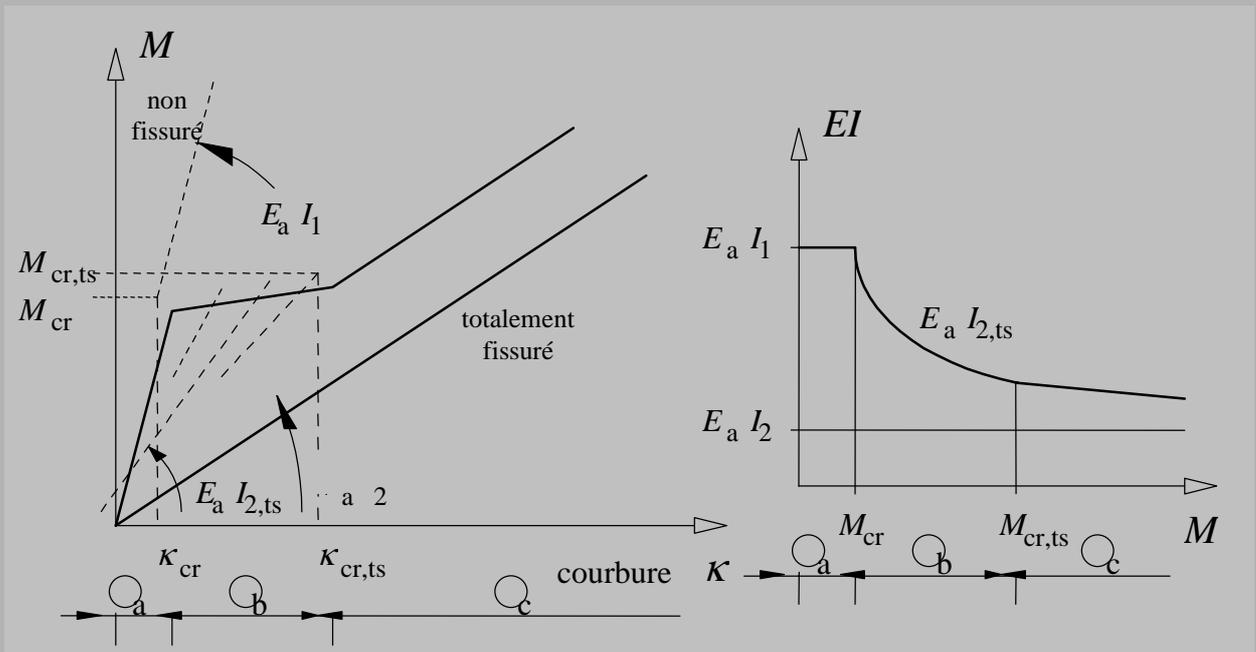


Figure L.6 — Rigidité en fonction du moment fléchissant M

L.4 Rigidité

(1) Pour la méthode donnée en 4.5.3.4(5)(b) en vue déterminer de la rigidité d'une section transversale mixte comportant du béton tendu et supposée fissurée, il convient de prendre en compte la contribution du béton tendu entre les fissures. La Figure L.6 montre la rigidité dans les différentes régions (a), (b) et (c) d'une section transversale mixte. Les rigidités $E_a I_1$, $E_a I_2$ et $E_a I_{2,ts}$ sont définies en 4.2.3(2).

(2) La rigidité $E_a I_{2,ts}$ dépend du moment fléchissant M agissant sur la section mixte. Pour la méthode donnée en 4.5.3.4(5), le moment fléchissant M , calculé avec la rigidité en l'absence de fissure, peut être utilisé. La rigidité $E_a I_{2,ts}$ peut être calculée par :

$$E_a I_{2,ts} = \frac{E_a I_a}{1 - \frac{N_s a}{M}} \quad \dots (L.8)$$

où $E_a I_a$ est la rigidité de la section en acier de construction, M le moment fléchissant pour la combinaison de charges appropriée, et N_s l'effort de traction dans la dalle selon l'article L.3, dû au moment M . Au stade de la formation de la première fissure, l'expression

$$N_s = N_{s,cr} = A_{ct} f_{ctm} \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_0}} (1 + \rho_s n_0) \quad \dots (L.9)$$

peut être utilisée, où h_c et z_0 sont donnés en 5.3.2.2(2), et A_{ct} , f_{ctm} et ρ_s sont définis dans l'article L.3.

L.5 Calcul de l'étendue de contraintes dans les aciers de construction, de béton armé et de précontrainte pour le chargement de fatigue

L.5.1 Généralités

(1) Il convient de calculer les étendues de contraintes résultant des effets globaux conformément à 4.12.4(9).

(2) Pour le calcul des moments fléchissants maximum et minimum, voir 4.12.3(2).

L.5.2 Étendues de contraintes dans les aciers de béton armé et de précontrainte

(1) La contrainte maximale $\sigma_{\max,f,E}$ est donnée par l'expression suivante (voir Figure L.7) :

$$\sigma_{\max,f,E} = \sigma_{s,\max,EC} \frac{M_{\max,f,E}}{M_{\max,EC}} \alpha \quad \dots (L.10)$$

où :

$\sigma_{\max,f,EC}$ est la contrainte dans les armatures ou dans les aciers de précontrainte calculée conformément à l'article L.3 pour la combinaison de charges non fréquente ;

$M_{\max,EC}$ est le moment fléchissant agissant sur la section mixte pour la combinaison de charges non fréquente ;

$M_{\max,f,E}$ est le moment fléchissant maximal selon 4.12.3(2) ;

α est le facteur destiné à prendre en compte les différences de comportement d'adhérence de l'acier de béton armé et de précontrainte, avec $\alpha = 1$ pour l'acier de précontrainte ; et

$$\alpha = \frac{A_s + A_p}{A_s + \xi_1 A_p} \quad \dots (L.11)$$

pour l'acier de béton armé avec A_s , A_p , et ξ_1 selon 5.3.3.2.

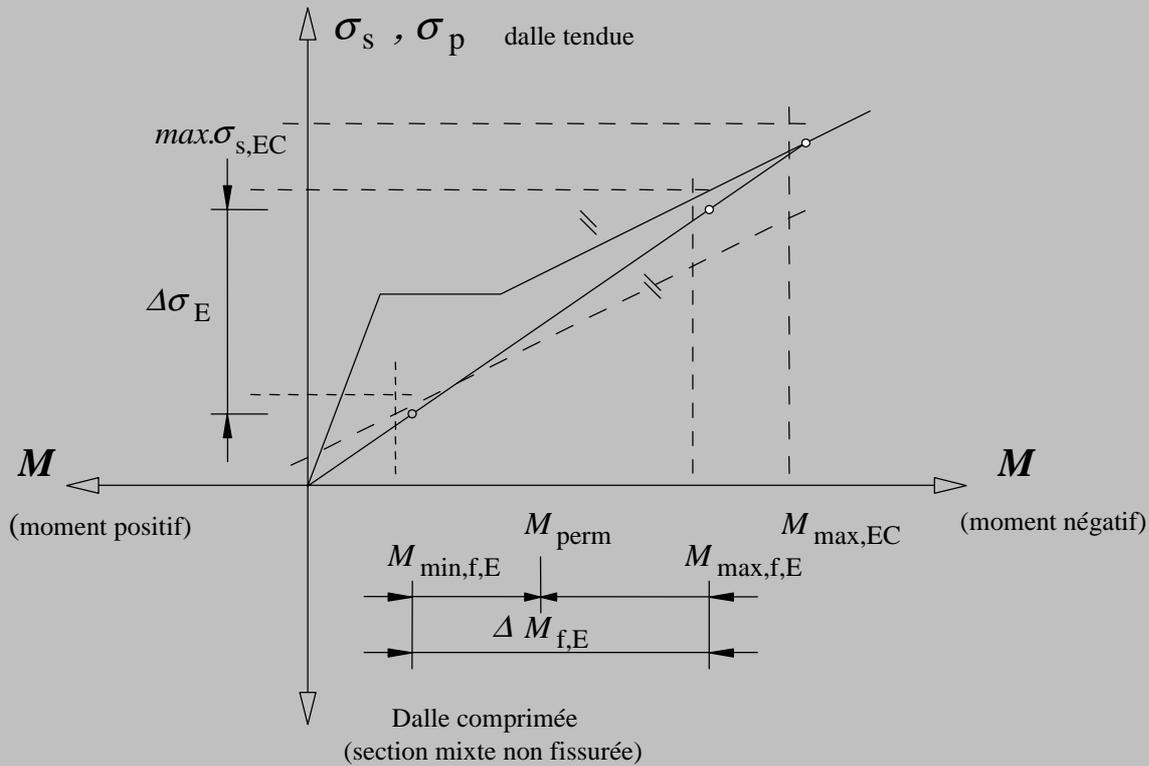


Figure L.7 — Calcul de l'étendue de contraintes
 si $M_{\min,f,E}$ engendre une traction dans la dalle de béton

(2) La contrainte $\sigma_{\min,f,E}$ résultant du moment fléchissant $M_{\min,f,E}$ est donnée par :

$$\sigma_{\min,f,E} = \sigma_{s,\max,EC} \frac{M_{\min,f,E}}{M_{\max,EC}} \alpha \quad \dots \text{ (L.12)}$$

où $M_{\min,f,E}$ est défini en 4.12.3(2) et les autres symboles en (1). Si $M_{\min,f,E}$ entraîne l'apparition de contraintes de compression dans la dalle de béton, il convient de déterminer la contrainte $\sigma_{\min,f,E}$ avec les caractéristiques de section transversale de la section non fissurée en utilisant le coefficient d'équivalence pour le chargement à court terme. Par simplification, on peut prendre pour hypothèse $\sigma_{\min,f,E} = 0$.

(3) Il convient de calculer les étendues de contraintes $\Delta\sigma_{s,E,loc}$ engendrées dans les aciers de béton armé et de précontrainte par les effets locaux conformément à l'ENV 1992-2:1996.

L.5.3 Étendue de contraintes dans l'acier de construction

(1) La contrainte maximale $\sigma_{\max,f,E}$ est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_{\max,f,E} = \sigma_{a,\max,EC} \frac{M_{\max,f,E}}{M_{\max,EC}} \quad \dots \text{ (L.13)}$$

où :

$\sigma_{a,\max,f,EC}$ est la contrainte dans la section en acier de construction calculée conformément à l'article L.3 pour la combinaison de charges non fréquente ;

$M_{\max,EC}$ est le moment fléchissant agissant sur la section mixte pour la combinaison de charges non fréquente ;

$M_{\max,f,E}$ est le moment fléchissant maximal selon 4.12.3(2).

(2) Si $M_{\min,f,E}$ agit dans le même sens que $M_{\max,f,E}$, la contrainte $\sigma_{\min,f,E}$ est donnée par :

$$\sigma_{\min,f,E} = \sigma_{a,\max,EC} \frac{M_{\min,f,E}}{M_{\max,EC}} \quad \dots \text{ (L.14)}$$

où $M_{\min,f,E}$ est défini en 4.12.3(2) et les autres symboles en (1). Si $M_{\min,f,E}$ agit dans le sens opposé à $M_{\max,f,E}$ et engendre une compression dans la dalle de béton, il convient de déterminer la contrainte $\sigma_{\min,f,E}$ avec les caractéristiques de section transversale de la section non fissurée en utilisant le coefficient d'équivalence pour le chargement à court terme.

L.5.4 Étendue de cisaillement longitudinal par unité de longueur, $\Delta v_{f,E}$ pour les connecteurs

(1) L'étendue du cisaillement longitudinal $\Delta v_{f,E}$ entre la section en acier et la dalle dans les régions où $M_{\max,f,E}$ et $M_{\min,f,E}$ engendrent une traction dans la dalle de béton peut être calculée par l'équation (L.15) en prenant en compte la participation du béton tendu entre fissures selon les figures L.8. Si $M_{\min,f,E}$ entraîne une compression dans la dalle de béton, il convient de déterminer l'effet de la participation du béton tendu sur le cisaillement longitudinal au moyen de la Figure L.9.

$$\Delta v_{f,E} = \frac{\Delta N_{s,f,E}}{\Delta M_{f,E}} \left(V_{\max,f,E} - V_{\min,f,E} \right) \quad \dots \text{ (L.15)}$$

où $V_{\max,f,E}$ et $V_{\min,f,E}$ représentent les efforts tranchants agissant dans la section mixte et engendrés par les moments $M_{\max,f,E}$ et $M_{\min,f,E}$.

(2) Il convient de calculer $\Delta M_{f,E} = M_{\max,f,E} - M_{\min,f,E}$ et $\Delta N_{s,f,E} = N_{s,\max,f,E} - N_{s,\min,f,E}$ selon la Figure L.8 si $M_{\min,f,E}$ engendre une traction dans la dalle, et selon la Figure L.9 si $M_{\min,f,E}$ engendre une compression dans la dalle.

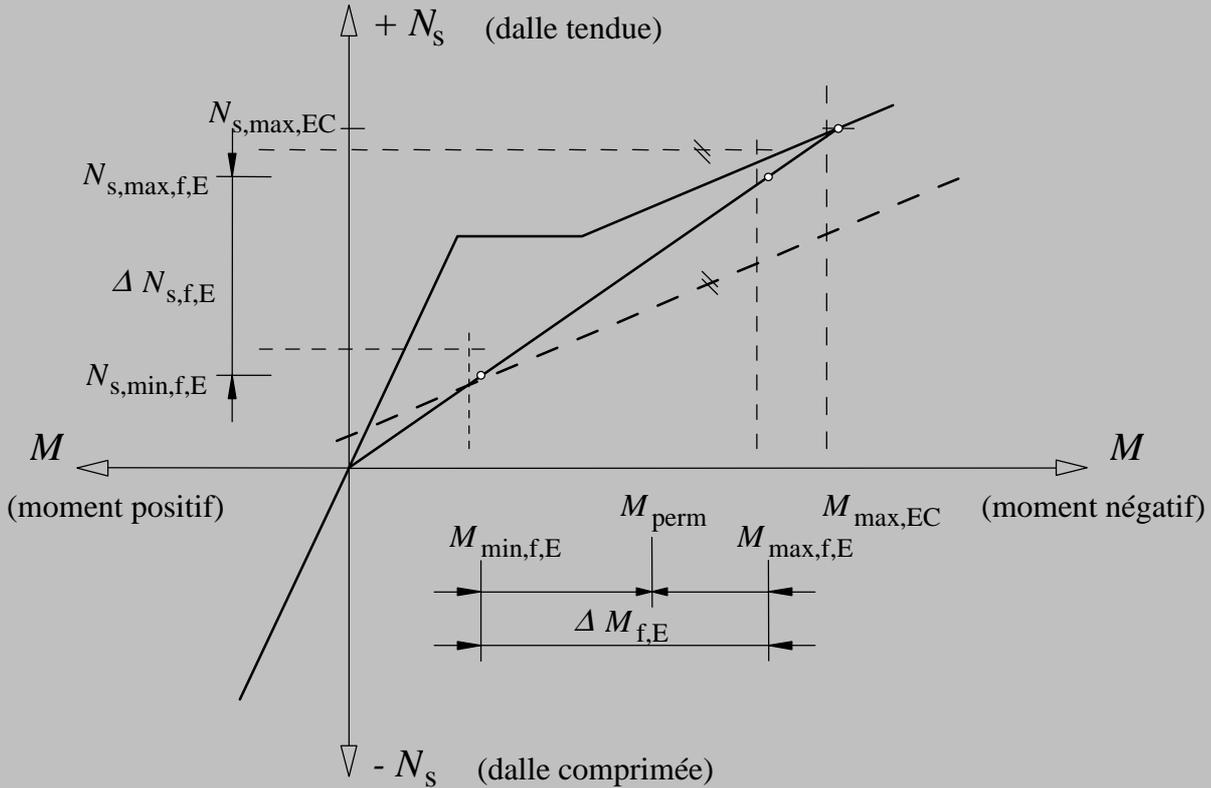


Figure L.8 — Calcul de l'étendue de contraintes si $M_{\min,f,E}$ est un moment fléchissant avec la dalle tendue

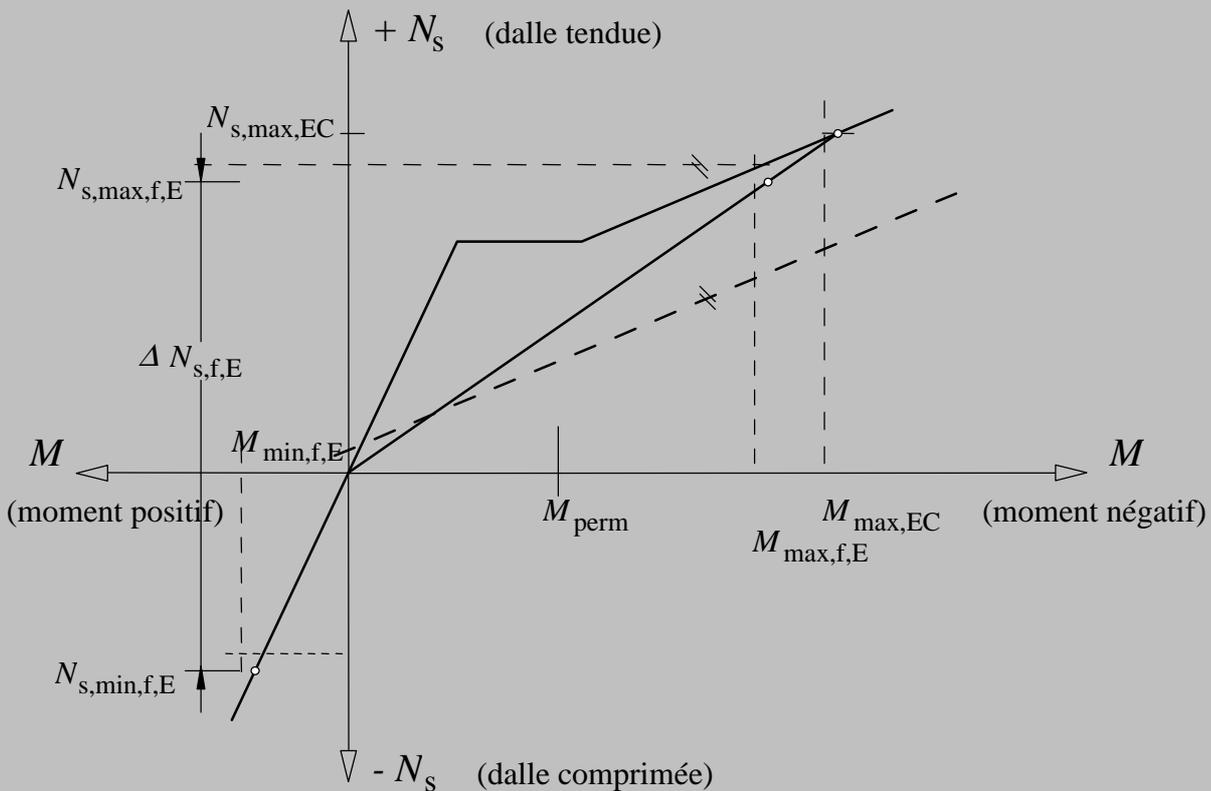


Figure L.9 — Calcul de l'étendue de contraintes si $M_{\min,f,E}$ est un moment fléchissant avec la dalle comprimée