

Reef4 version 4.4.3.6 - Edition 163 - Mars 2011

Document : NF EN 1992-2 (mai 2006) : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 2 : Ponts en béton - Calcul des dispositions constructives (Indice de classement : P18-720-1)

norme européenne

norme française

NF EN 1992-2

Mai 2006

P 18-720-1

Eurocode 2

Calcul des structures en béton

Partie 2 : Ponts en béton — Calcul et dispositions constructives

 **Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2 : Concrete bridges – Design and detailing rules**

 **Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2 : Betonbrücken – Planungs und Ausführungsregeln**

Statut

Norme française homologuée par décision du Directeur Général d'AFNOR le 20 avril 2006 pour prendre effet le 20 mai 2006.

Est destinée à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1992-2, de novembre 2000 (voir Avant-propos national).

Correspondance

La Norme européenne EN 1992-2:2005 a le statut d'une norme française.

Analyse

La présente partie de l'Eurocode 2 donne les règles de conception et de calculs à utiliser pour les ponts en béton afin de satisfaire aux exigences de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité. Les règles propres à la résistance au feu font l'objet de la partie 1-2. Le présent document ne comprend pas de document d'application national mais doit être complété par une annexe nationale qui définit les modalités de son application.

Descripteurs

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

Modifications

Par rapport au document destiné à être remplacé, adoption de la norme européenne.

Membres de la commission de normalisation

Président : M CORTADE

Secrétariat : MME PERO – SETRA

- M BABA BUREAU VERITAS
- M BALOCHE CSTB – SERVICE DES STRUCTURES
- M BOUCHON SETRA
- MME BOURDETTE ATHIL
- M BUI SETRA – CTOA
- M CAUSSE VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS
- M CHAUSSIN MISOA
- MME CHAUVEL EDF – SEPTEN
- M COIN
- M CORTADE
- M DE CHEFDEBIEN CERIB
- M FONTAINE CGPC – 3ÈME SECTION
- M GAUSSET ARCADIS
- M GRENIER
- M GUITONNEAU PARSIDER
- M HOLLEBECQ AFCAB
- M IMBERTY SETRA
- M LACROIX
- M LE DUFF
- M MARTIN BUREAU VERITAS
- M MATHIEU CEMAGREF
- M MOREAU BOUYGUES CONSTRUCTION
- MME OSMANI EIFFAGE
- M PAILLE SOCOTEC
- M PASSEMAN CERIB
- MME PATROUILLEAU AFNOR
- M PEYRAC DREIF
- M PY KP1 R&D
- M RAOUL SETRA
- MME ROBERT CERIB
- M SCHELL RS CONSEIL ET DEVELOPPEMENT
- M TEPHANY MINISTÈRE DE L'INTERIEUR, DE LA SECURITE INTERIEURE ET DES LIBERTES LOCALES
- M THEVENIN BUREAU VERITAS
- M THONIER
- M TOUTLEMONDE LCPC
- M TRINH CETEN APAVE INT
- M XERCAVINS PX DAM CONSULTANT
- M ZHAO C.I.T.C.M.

Avant-propos national

Références aux normes françaises

(0) Le règlement du Comité européen de Normalisation (CEN) impose que les normes européennes adoptées par ses membres soient transformées en normes nationales au plus tard dans les six mois après leur ratification et que les normes nationales en contradiction soient annulées.

(1) La présente publication reproduit la norme européenne EN 1992-2:2005 « Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives », ratifiée par le CEN le 25 avril 2005 et mise à disposition en octobre 2005. Elle fait partie d'un ensemble de normes constituant la collection des Eurocodes, qui dépendent dans une certaine mesure les unes des autres pour leur application. Certaines d'entre elles sont encore en cours d'élaboration. C'est pourquoi le CEN a fixé une période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes, période durant laquelle les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement.

(2) Cette publication, faite en application des règles du CEN, peut permettre aux différents utilisateurs de se familiariser avec le contenu (concepts et méthodes) de la norme européenne.

(3) L'application en France de cette norme appelle toutefois un ensemble de précisions et de compléments pour lesquels une Annexe Nationale est en préparation dans le cadre de la Commission de normalisation BNSR CF EC2. En attendant la publication de cette Annexe Nationale, si la norme européenne est employée, ce ne peut être qu'avec les compléments précisés par l'utilisateur et sous sa responsabilité.

(4) Avec son Annexe Nationale (NF P 18-720-1/NA), la norme NF EN 1992-2 est destinée à terme à remplacer la norme expérimentale XP ENV 1992-2. Cependant, en raison des normes provisoires ENV relatives à d'autres parties de la collection des Eurocodes, qui font référence à la norme expérimentale XP ENV 1992-2 et qui ne sont pas encore remplacées par des normes EN, ces dernières sont maintenues en vigueur pendant la période de coexistence nécessaire.

Avant-propos

La présente Norme Européenne EN 1992, Eurocode 2, Partie 2 : Calcul des structures en béton : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives, a été préparé par le Comité technique CEN/TC 250 « Eurocodes structuraux », dont le secrétariat est tenu par BSI. Le CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes structuraux.

Cette Norme Européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en avril 2006, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

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

La présente Norme Européenne remplace l'ENV 1992-2.

Origine du programme des Eurocodes

Voir l'EN 1992-1-1 .

Statut et domaine d'application des Eurocodes

Voir l'EN 1992-1-1 .

Normes nationales transposant les Eurocodes

Voir l'EN 1992-1-1 .

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

Voir l'EN 1992-1-1 .

Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1992-2 et lien avec l'EN 1992-1-1

L'EN 1992-2 décrit les principes et les exigences pour la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité des structures en béton, ainsi que les dispositions spécifiques pour les ponts. Elle est fondée sur le concept d'état-limite, utilisé conjointement avec une méthode des coefficients partiels.

L'EN 1992-2 donne les principes et les règles d'application pour la conception des ponts en complément de ceux de l'EN 1992-1-1 . Tous les articles appropriés de l'EN 1992-1-1 s'appliquent à la conception des ponts sauf suppression ou modification effectuées dans l'EN 1992-2. Il a été opportun d'introduire dans l'EN 1992-2 certaines informations, sous la forme de nouvelles clauses ou de compléments de clauses de l'EN 1992-1-1, non spécifiques aux ponts et propres à l'EN 1992-1-1. Ces nouvelles clauses et compléments de clauses sont considérés comme des interprétations valables de l'EN 1992-1-1 et les projets conformes aux exigences de l'EN 1992-2 sont considérés comme satisfaisant aux principes de l'EN 1992-1-1.

Les clauses de l'EN 1992-2 portant modification de celles de l'EN 1992-1-1 sont numérotées en ajoutant '100' au numéro de clause correspondant de l'EN 1992-1-1.

Lorsque des clauses complémentaires sont introduites dans l'EN 1992-2, celles-ci sont numérotées en ajoutant '101' à la dernière clause correspondante de l'EN 1992-1-1.

L'EN 1992-2 est destinée à être appliquée directement, conjointement avec les autres parties de l'EN 1992 ainsi qu'avec les Eurocodes EN 1990, 1991, 1997 et 1998, pour le calcul des ouvrages neufs.

L'EN 1992-2 sert également de document de référence pour d'autres Comités techniques du CEN concernés par les aspects structuraux.

L'EN 1992-2 est destinée à être utilisée par :

- les comités rédigeant d'autres normes relatives au calcul des structures, ainsi que les normes de produit, d'essai et d'exécution associées ;
- les clients (pour la formulation de leurs exigences spécifiques en matière de niveaux de fiabilité et de durabilité, par exemple) ;
- les concepteurs et les constructeurs ;
- les autorités concernées.

Des valeurs numériques de coefficients partiels ainsi que d'autres paramètres de fiabilité sont recommandés comme valeurs de base pour fournir un niveau de fiabilité acceptable. Elles ont été retenues en supposant un niveau approprié d'exécution et de gestion de la qualité. Lorsque l'EN 1992-2 est employée comme document de référence par d'autres Comités techniques du CEN, les mêmes valeurs doivent être utilisées.

Annexe Nationale pour l'EN 1992-2

La présente norme donne des valeurs, avec des Notes indiquant où des choix nationaux peuvent devoir être effectués. Il convient par conséquent de doter la norme nationale transposant l'EN 1992-2 d'une

Annexe Nationale contenant l'ensemble des Paramètres Déterminés au niveau National, qui devront être utilisés pour le calcul des ponts destinés à être construits dans le pays considéré.

Les choix nationaux sont admis dans l'EN 1992-2 aux clauses suivantes :

<i>3.1.2 (102)P</i>	<i>5.3.2.2 (104)</i>	<i>6.8.1 (102)</i>	<i>9.1 (103)</i>
<i>3.1.6 (101)P</i>	<i>5.5 (104)</i>	<i>6.8.7 (101)</i>	<i>9.2.2 (101)</i>
<i>3.1.6 (102)P</i>	<i>5.7 (105)</i>	<i>7.2 (102)</i>	<i>9.5.3 (101)</i>
<i>3.2.4 (101)P</i>	<i>6.1 (109)</i>	<i>7.3.1 (105)</i>	<i>9.7 (102)</i>
<i>4.2 (105)</i>	<i>6.1 (110)</i>	<i>7.3.3 (101)</i>	<i>9.8.1 (103)</i>
<i>4.2 (106)</i>	<i>6.2.2 (101)</i>	<i>7.3.4 (101)</i>	<i>11.9 (101)</i>
<i>4.4.1.2 (109)</i>	<i>6.2.3 (103)</i>	<i>8.9.1 (101)</i>	<i>113.2 (102)</i>
<i>5.1.3 (101)P</i>	<i>6.2.3 (107)</i>	<i>8.10.4 (105)</i>	<i>113.3.2 (103)</i>
<i>5.2 (105)</i>	<i>6.2.3 (109)</i>	<i>8.10.4 (107)</i>	

Lorsqu'il est fait référence, dans le présent document, aux autorités nationales, il convient d'en préciser la définition dans l'Annexe Nationale.

Section 1 Généralités

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

1.1.1 (1)P	1.1.2 (3)P	1.2.2	1.5.2.1
1.1.1 (2)P	1.1.2 (4)P	1.3 (1)P	1.5.2.2
1.1.1 (3)P	1.2 (1)P	1.4 (1)P	1.5.2.3
1.1.1 (4)P	1.2.1	1.5.1 (1)P	1.5.2.4

1.1 Domaine d'application

1.1.2 Domaine d'application de la Partie 2 de l'Eurocode 2

(101)P La Partie 2 de l'Eurocode 2 fournit une base de calcul pour le dimensionnement des ponts ou des parties de ponts en béton non armé, en béton armé ou en béton précontraint constitué de granulats normaux ou légers.

(102)P La Partie 2 traite des sujets suivants :

- Section 1 : Généralités
- Section 2 : Bases de calcul
- Section 3 : Matériaux
- Section 4 : Durabilité et enrobage des armatures
- Section 5 : Analyse structurale
- Section 6 : Etats-limites ultimes
- Section 7 : Etats-limites de service
- Section 8 : Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte – Généralités
- Section 9 : Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières
- Section 10 : Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton
- Section 11 : Structures en béton de granulats légers
- Section 12 : Structures en béton non armé ou faiblement armé
- Section 113 : Calcul des phases d'exécution

1.106 Symboles

Pour les besoins de la présente norme, les symboles suivants s'appliquent.

NOTE

La notation utilisée est basée sur l'ISO 3898:1987. Des symboles univoques ont été utilisés dans la mesure du possible. Toutefois, dans certains cas, un symbole peut avoir plusieurs significations suivant le contexte.

Majuscules latines

- A Action accidentelle
- A Aire de la section droite
- A_c Aire de la section droite du béton
- A_{ct} Aire de béton tendu
- A_p Aire de l'armature ou des armatures de précontrainte
- A_s Aire de la section des armatures de béton armé
- $A_{s,min}$ Aire de la section minimale d'armatures
- A_{sw} Aire de la section des armatures de cisaillement
- D Diamètre du mandrin de cintrage
- D_{Ed} Endommagement total dû à la fatigue

- E Effet des actions
- E_c , $E_{c(28)}$ Module d'élasticité tangent à l'origine ($\sigma_c = 0$) pour un béton de masse volumique normale à 28 jours
- $E_{c,eff}$ Module d'élasticité effectif du béton
- E_{cd} Valeur de calcul du module d'élasticité du béton
- E_{cm} Module d'élasticité sécant du béton
- $E_c(t)$ Module d'élasticité tangent à l'origine ($\sigma_c = 0$) au temps t pour un béton de masse volumique normale
- E_p Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de précontrainte
- E_s Valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier de béton armé
- EI Rigidité en flexion
- EQU Equilibre statique
- F Action
- F_d Valeur de calcul d'une action
- F_k Valeur caractéristique d'une action
- G_k Valeur caractéristique d'une action permanente
- I Moment d'inertie de la section de béton
- J Fonction de fluage
- K_c Facteur relatif aux effets de la fissuration et du fluage
- K_s Facteur relatif à la contribution des armatures
- L Longueur
- M Moment fléchissant
- M_{Ed} Valeur de calcul du moment fléchissant agissant
- M_{rep} Moment fléchissant de fissuration
- N Effort normal ou nombre de charges cycliques de fatigue
- N_{Ed} Valeur de calcul de l'effort normal agissant (traction ou compression)
- P Force de précontrainte
- P_0 Force initiale à l'extrémité active de l'armature de précontrainte immédiatement après la mise en tension
- Q_k Valeur caractéristique d'une action variable
- Q_{fat} Valeur caractéristique d'une charge de fatigue
- R Résistance ou fonction de relaxation
- S Efforts et moments internes (solllicitations)
- S Moment statique
- SLS Etat-limite de service (ELS)
- T Moment de torsion
- T_{Ed} Valeur de calcul du moment de torsion agissant
- ULS Etat-limite ultime (ELU)
- V Effort tranchant
- V_{Ed} Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant
- Vol Volume de trafic
- X Limite recommandée du pourcentage d'armatures de précontrainte couplées dans une même section

Minuscules latines

- a Distance
- a Donnée géométrique
- Δa Tolérance pour les données géométriques
- b Largeur totale d'une section droite ou largeur réelle de la membrure d'une poutre en T ou en L

- b_w Largeur de l'âme des poutres en T, en I ou en L
- c_{\min} Enrobage minimal
- d Diamètre ; Profondeur
- d Hauteur utile d'une section droite
- d_g Dimension nominale supérieure du plus gros granulat
- e Excentricité
- f Fréquence
- f_c Résistance en compression du béton
- f_{cd} Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
- f_{ck} Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours
- f_{cm} Valeur moyenne de la résistance en compression du béton, mesurée sur cylindre
- f_{ctb} Résistance à la traction avant fissuration dans un état de contrainte biaxial
- f_{ctk} Résistance caractéristique en traction directe du béton
- f_{ctm} Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton
- f_{ctx} Résistance en traction appropriée pour l'évaluation du moment de fissuration
- f_p Résistance en traction de l'acier de précontrainte
- f_{pk} Résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte
- $f_{p0,1}$ Limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte
- $f_{p0,1k}$ Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % de l'acier de précontrainte
- $f_{0,2k}$ Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2 % de l'acier de précontrainte
- f_t Résistance en traction de l'acier de béton armé
- f_{tk} Résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé
- f_y Limite d'élasticité de l'acier de béton armé
- f_{yd} Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé
- f_{yk} Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé
- f_{ywd} Limite d'élasticité de calcul des armatures de cisaillement
- h Hauteur
- h Hauteur totale de la section droite
- i Rayon de giration
- k Coefficient ; Facteur
- l Longueur, portée ou hauteur
- m Masse ou composante de flexion de plaque
- n Composante d'effort de plaque
- q_{ud} Valeur de combinaison maximale obtenue en analyse non-linéaire
- r Rayon ou coefficient de correction de la précontrainte
- $1/r$ Courbure au droit d'une section donnée
- s Espacement entre fissures
- t Epaisseur
- t Instant considéré
- t_0 Age du béton au moment du chargement
- u Périmètre de la section droite de béton dont l'aire est A_c
- u Composante du déplacement d'un point
- v Composante du déplacement d'un point ou cisaillement transversal
- w Composante du déplacement d'un point ou largeur de fissure
- x Profondeur de l'axe neutre
- x, y, z Coordonnées
- x_u Profondeur de l'axe neutre à l'état limite ultime après redistribution

- z Bras de levier des forces internes

Majuscules grecques

- Φ Coefficient dynamique selon l'EN 1991-2

Minuscules grecques

- α Angle ; Rapport ; Coefficient des effets à long terme ; Rapport entre les contraintes principales
- α_e Rapport E_s/E_{cm}
- α_h Coefficient de réduction de θ_l
- β Angle ; Rapport ; Coefficient
- γ Coefficient partiel
- γ_A Coefficient partiel relatif aux actions accidentelles A
- γ_C Coefficient partiel relatif au béton
- γ_F Coefficient partiel relatif aux actions F
- $\gamma_{F,fat}$ Coefficient partiel relatif aux actions de fatigue
- $\gamma_{C,fat}$ Coefficient partiel relatif à la fatigue du béton
- γ_O Coefficient global
- γ_G Coefficient partiel relatif aux actions permanentes G
- γ_M Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, tenant compte des incertitudes sur la propriété elle-même, sur les imperfections géométriques et sur le modèle de calcul utilisé
- γ_P Coefficient partiel relatif aux actions associées à la précontrainte P
- γ_Q Coefficient partiel relatif aux actions variables Q
- γ_S Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte
- $\gamma_{S,fat}$ Coefficient partiel relatif à l'acier de béton armé ou de précontrainte sous chargement de fatigue
- γ_f Coefficient partiel relatif aux actions, compte non tenu des incertitudes de modèle
- γ_g Coefficient partiel relatif aux actions permanentes, compte non tenu des incertitudes de modèle
- γ_m Coefficient partiel relatif à une propriété d'un matériau, seules les incertitudes sur la propriété du matériau étant prises en compte
- δ Incrément ; Coefficient de redistribution
- ξ Fonction de redistribution du fluage ou rapport d'adhérence
- ζ Coefficient de réduction ; Coefficient de distribution
- ϵ_c Déformation relative en compression du béton
- ϵ_{ca} Déformation relative due au retrait endogène
- ϵ_{cc} Déformation relative due au fluage
- ϵ_{cd} Déformation relative due au retrait de dessiccation
- ϵ_{c1} Déformation relative du béton en compression au pic de contrainte f_c
- ϵ_{cu} Déformation relative ultime du béton en compression
- ϵ_u Déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
- ϵ_{uk} Valeur caractéristique de la déformation relative de l'acier de béton armé ou de précontrainte sous charge maximale
- θ Angle
- θ_l Inclinaison due aux imperfections géométriques
- λ Elancement ; Coefficient utilisé dans le calcul à la fatigue
- μ Coefficient de frottement entre les armatures de précontrainte et leurs conduits
- ν Coefficient de Poisson
- ν Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré en cisaillement
- ρ Masse volumique du béton séché en étuve, en kg/m^3
- ρ_{1000} Valeur de la perte par relaxation (en %), 1 000 heures après la mise en tension, à une température moyenne de 20 °C
- ρ_l Pourcentage d'armatures longitudinales

- ρ_w Pourcentage d'armatures de cisaillement
- σ_c Contrainte de compression dans le béton
- σ_{cp} Contrainte de compression dans le béton due à un effort normal ou à la précontrainte
- σ_{cu} Contrainte de compression dans le béton correspondant à la déformation relative ultime en compression ϵ_{cu}
- τ Contrainte tangente de torsion
- ϕ Diamètre d'une barre d'armature ou d'un conduit de précontrainte
- ϕ_n Diamètre équivalent d'un paquet de barres
- $\varphi(t, t_0)$ Coefficient de fluage, définissant le fluage entre les instants t et t_0 , rapportée à la déformation relative élastique à 28 jours
- φ_{fat} Coefficient de majoration dynamique pour le calcul à la fatigue
- $\varphi(\infty, t_0)$ Valeur finale du coefficient de fluage
- ψ Coefficients définissant les valeurs représentatives des actions variables
- ψ_0 pour les valeurs de combinaison
- ψ_1 pour les valeurs fréquentes
- ψ_2 pour les valeurs quasi-permanentes
- χ Coefficient de vieillissement

Section 2 Bases de calcul

Toutes les clauses de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

Section 3 Matériaux

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

3.1.1 (1)P	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)P	3.3.4 (5)
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)P	3.3.5 (1)P
3.1.2 (1)P	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	3.3.5 (2)P
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)P	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)P
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)P	3.3.1 (5)P	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)P	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)P	3.3.1 (7)P	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)P	3.2.1 (5)	3.3.1 (8)P	3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)P	3.3.1 (9)P	3.3.6 (6)
3.1.2 (9)	3.2.2 (2)P	3.3.1 (10)P	3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)P	3.3.1 (11)P	3.3.7 (1)P
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)P	3.3.2 (1)P	3.3.7 (2)P
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)	3.3.2 (2)P	3.4.1.1 (1)P
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)P	3.3.2 (3)P	3.4.1.1 (2)P
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)P	3.3.2 (4)P	3.4.1.1 (3)P
3.1.4 (1)P	3.2.4 (2)	3.3.2 (5)	3.4.1.2.1 (1)P
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)P	3.3.2 (6)	3.4.1.2.1 (2)
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)P	3.3.2 (7)	3.4.1.2.2 (1)P
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)P	3.3.2 (8)	3.4.2.1 (1)P
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)	3.3.2 (9)	3.4.2.1 (2)P
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)P	3.3.3 (1)P	3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)	3.3.4 (1)P	3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)	3.3.4 (2)	
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)	3.3.4 (3)	
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)	3.3.4 (4)	

3.1 Béton

3.1.2 Résistance

(102)P Les classes de résistance (C) de la présente norme sont basées sur la résistance caractéristique mesurée sur cylindre f_{ck} déterminée à 28 jours, et sont comprises entre une valeur minimale C_{min} et une valeur maximale C_{max} .

NOTE

Les valeurs de C_{min} et C_{max} à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont C30/37 et C70/85 respectivement.

3.1.6 Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction

(101)P La résistance de calcul en compression est définie par :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad \dots (3.15)$$

où :

- γ_C est le coefficient partiel relatif au béton, voir 2.4.2.4 , et
- α_{cc} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

NOTE

La valeur de α_{cc} à utiliser dans un pays donné, qu'il convient de prendre entre 0,80 et 1,00, peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de α_{cc} est 0,85.

(102)P La valeur de la résistance de calcul en traction, f_{ctd} , est définie par :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C \quad \dots (3.16)$$

où :

- γ_C est le coefficient partiel relatif au béton, voir 2.4.2.4 , et
- α_{ct} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en traction et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée.

NOTE

La valeur de α_{ct} à utiliser dans un pays donné, qu'il convient de prendre entre 0,80 et 1,00, peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de α_{ct} est 1,0.

3.2 Acier de béton armé

3.2.4 Caractéristiques de ductilité

(101)P L'acier de béton armé doit présenter une ductilité adéquate, définie par le rapport de la résistance en traction à la limite d'élasticité, $(f_t/f_y)_k$ et par l'allongement sous charge maximale, ϵ_{uk} .

NOTE

Les classes d'acier de béton armé à utiliser dans les ponts dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale . Les classes recommandées sont la classe B et la classe C.

Section 4 Durabilité et enrobage des armatures

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

4.1 (1)P	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.2 (13)
4.1 (2)P	4.3 (1)P	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (1)P
4.1 (3)P	4.3 (2)P	4.4.1.2 (6)	4.4.1.3 (2)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)P	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)P	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4)
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)P	4.4.1.2 (10)	
4.2 (1)P	4.4.1.2 (2)P	4.4.1.2 (11)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (12)	

4.2 Conditions d'environnement

(104) Il convient de tenir compte de la pénétration de l'eau ou de toute possibilité de fuite depuis la chaussée vers les parties intérieures de structures évidées.

(105) Il convient, pour une surface en béton protégée par une étanchéité, de spécifier la classe d'exposition dans l'Annexe Nationale d'un pays donné.

NOTE

La classe d'exposition à utiliser dans un pays donné pour les surfaces protégées par une étanchéité peut être fournie dans son Annexe Nationale. La classe d'exposition recommandée est XC3.

(106) En cas d'utilisation de sels de déverglaçage, il convient de considérer que toutes les surfaces en béton exposées, situées à x m de la chaussée dans le sens horizontal ou à y m au-dessus de la chaussée, sont directement soumises à ce type de sels. Il convient par ailleurs de considérer que les surfaces supérieures des appuis situés sous les joints de dilatation sont également directement soumises aux sels de déverglaçage.

NOTE 1

Les distances x et y à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies dans son Annexe Nationale. La valeur recommandée pour x est 6 m et la valeur recommandée pour y est 6 m.

NOTE 2

Les classes d'exposition des surfaces directement soumises aux sels de déverglaçage à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies dans son Annexe Nationale. Les classes recommandées sont XD3 et XF2 ou XF4, selon le cas, avec les enrobages pour les classes XD donnés dans les Tableaux 4.4N et 4.5N.

4.3 Exigences de durabilité

(103) Il convient que les armatures de précontrainte extérieures soient conformes aux exigences des autorités nationales.

4.4 Méthodes de vérification

4.4.1 Enrobage

4.4.1.2 Enrobage minimal, c_{\min}

(109) Dans le cas d'un béton coulé en place au contact d'une surface existante de béton (préfabriqué ou coulé en place), les exigences relatives à l'enrobage de l'armature à partir de l'interface peuvent être modifiées.

NOTE

Les exigences à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies dans son Annexe Nationale. La recommandation est que l'enrobage satisfasse uniquement aux exigences relatives à l'adhérence (voir 4.4.1.2 (3) de l'EN 1992-1-1), sous réserve de satisfaire aux conditions suivantes :

- la surface en béton existante n'a pas été soumise à un environnement extérieur pendant une durée supérieure à 28 jours
- la surface en béton existante est rugueuse
- la classe de résistance du béton existant est au moins C25/30.

(114) Il convient de classer les tabliers de ponts routiers en béton brut, c'est à dire sans étanchéité ou revêtement de surface, dans la classe d'abrasion XM2.

(115) Lorsqu'une surface de béton est soumise à l'abrasion sous l'action de la glace ou du transport solide dans l'eau courante, il convient d'augmenter l'épaisseur de l'enrobage d'au moins 10 mm.

Section 5 Analyse structurale

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

5.1.1 (1)P	5.6.1 (3)P	5.8.5 (2)	5.10.1 (3)
5.1.1 (2)	5.6.1 (4)	5.8.5 (3)	5.10.1 (4)
5.1.1 (3)	5.6.2 (1)P	5.8.5 (4)	5.10.1 (5)P
5.1.1 (4)P	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)P	5.10.2.1 (1)F
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)P	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)P	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)F
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)F
5.1.2 (1)P	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)F
5.1.2 (2)	5.6.3 (4)	5.8.6 (6)	5.10.2.2 (4)
5.1.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.7.1 (1)	5.10.2.2 (5)
5.1.2 (4)	5.6.4 (2)	5.8.7.1 (2)	5.10.2.3 (1)F
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)P
5.1.4 (1)P	5.6.4 (4)	5.8.7.2 (2)	5.10.3 (2)
5.1.4 (2)	5.6.4 (5)	5.8.7.2 (3)	5.10.3 (3)
5.1.4 (3)	5.7 (1)	5.8.7.2 (4)	5.10.3 (4)
5.2 (1)P	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)P	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)P	5.8.7.3 (3)	5.10.5.1 (2)
5.2 (7)	5.8.1	5.8.7.3 (4)	5.10.5.2 (1)
5.3.1 (1)P	5.8.2 (1)P	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)P	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)P	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)P	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)P	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)P	5.8.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.6 (1)
5.3.2.1 (2)	5.8.3.1 (1)	5.8.8.3 (1)	5.10.6 (2)
5.3.2.1 (3)	5.8.3.1 (2)	5.8.8.3 (2)	5.10.6 (3)
5.3.2.1 (4)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.3 (3)	5.10.7 (1)
5.3.2.2 (1)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.3 (4)	5.10.7 (2)
5.3.2.2 (2)	5.8.3.2 (3)	5.8.9 (1)	5.10.7 (3)
5.3.2.2 (3)	5.8.3.2 (4)	5.8.9 (2)	5.10.7 (4)
5.4 (1)	5.8.3.2 (5)	5.8.9 (3)	5.10.7 (5)
5.4 (2)	5.8.3.2 (6)	5.8.9 (4)	5.10.7 (6)
5.4 (3)	5.8.3.2 (7)	5.9 (1)P	5.10.8 (1)
5.5 (1)P	5.8.4 (1)P	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)P
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)P
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)P	5.11 (2)P
5.6.1 (2)P	5.8.5 (1)	5.10.1 (2)	

5.1 Généralités

5.1.1 Exigences générales

(108) Pour les ponts, des méthodes de calcul reconnues peuvent être utilisées pour l'analyse des effets dépendants du temps.

NOTE

Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans l'Annexe KK .

5.1.3 Cas de charge et combinaisons

(101)P Les combinaisons d'actions considérées (voir Section 6 et Annexe A2 de l'EN 1990) doivent tenir compte des cas de charges appropriés, permettant d'obtenir les conditions de dimensionnement déterminantes dans toutes les sections de la structure ou dans une partie de celle-ci.

NOTE

Les simplifications des dispositions de charges à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale . La présente norme ne donne pas de recommandations sur ces simplifications.

5.2 Imperfections géométriques

(104) Les dispositions de (105) et (106) de la présente Partie et de la clause (7) de l'EN 1992-1-1 s'appliquent aux éléments soumis à une compression axiale et aux structures soumises à des charges verticales. Les valeurs numériques indiquées correspondent à des tolérances normales d'exécution (Classe 1 de l'EN 13670). Pour d'autres tolérances, il convient d'ajuster les valeurs numériques en conséquence.

(105) Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison, θ_1 , donnée par

$$\theta_1 = \theta_0 \times \alpha_h \quad \dots (5.101)$$

où :

- θ_0 est la valeur de base ;
- α_h est le coefficient de réduction relatif à la longueur ou à la hauteur : $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $\alpha_h \leq 1$;
- l est la longueur ou la hauteur [m].

NOTE

La valeur de θ_0 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée est 1/200.

(106) Pour les ponts en arc, il convient d'établir la forme des imperfections dans les plans horizontal et vertical à partir de la déformée du premier mode de flambement horizontal et vertical respectivement. Chaque déformée modale peut être représentée par un profil sinusoïdal. Il convient de prendre l'amplitude égale à

$$a = \theta_1 \frac{l}{2}$$

, où l est la demi-longueur d'onde.

Les clauses (8) et (9) de l'EN 1992-1-1 ne s'appliquent pas.

5.3 Modélisation de la structure

5.3.1 Modèles structuraux pour l'analyse globale

Les clauses (2) et (6) de l'EN 1992-1-1 ne s'appliquent pas.

5.3.2 Données géométriques

5.3.2.2 Portée utile des poutres et dalles

NOTE

Les clauses (1), (2) et (3) de l'EN 1992-1-1 s'appliquent bien que le titre de la clause se réfère aux bâtiments.

(104) Lorsqu'une poutre ou une dalle est continue au droit d'un appui supposé ne pas créer de gêne à la rotation (au droit d'un voile, par exemple), et lorsque l'analyse suppose l'existence d'un appui concentré), le moment de calcul sur appuis, déterminé sur la base d'une portée égale à l'entraxe des appuis, peut être minoré de la valeur ΔM_{Ed} suivante :

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t/8 \quad \dots (5.9)$$

où :

- $F_{Ed,sup}$ est la valeur de calcul de la réaction d'appui.

NOTE

La valeur de t à utiliser dans un pays donné peut être fournie dans son Annexe Nationale . La valeur recommandée est la dimension de l'appui.

5.5 Analyse élastique linéaire avec redistribution limitée des moments

(104) Dans les poutres ou les dalles continues :

- sollicitées principalement en flexion et
- dont le rapport entre portées adjacentes est compris entre 0,5 et 2

une redistribution des moments fléchissants peut être effectuée sans vérification explicite de la capacité de rotation, sous réserve que :

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u/d \text{ pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \dots (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u/d \text{ pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad \dots (5.10b)$$

$\delta \geq k_5$ lorsque les armatures utilisées appartiennent à la classe B ou à la classe C (voir Annexe C).

Aucune redistribution n'est admise pour les armatures de classe A (voir Annexe C).

où :

- δ est le rapport du moment après redistribution au moment élastique de flexion ;
- x_u est la profondeur de l'axe neutre à l'état-limite ultime après redistribution ;
- d est la hauteur utile de la section.

NOTE 1

Les valeurs de k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , et k_5 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de k_1 est 0,44, de k_2 est $1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$, de k_3 est 0,54, de k_4 est $1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$ et de k_5 est 0,85.

NOTE 2

Les limites définies dans l'EN 1992-1-1 peuvent être utilisées pour la conception des dalles pleines.

(105) Il convient de ne pas effectuer de redistribution dans les cas où la capacité de rotation ne peut être établie de manière fiable (dans les ponts courbes ou biais, par exemple).

5.6 Analyse plastique

5.6.1 Généralités

(101)P Les méthodes basées sur l'analyse plastique ne doivent être utilisées que pour les vérifications à l'ELU et seulement si les autorités nationales le permettent.

5.6.2 Analyse plastique des poutres, portiques et dalles

(102) La ductilité requise peut être réputée satisfaite si l'ensemble des conditions ci-après est vérifié :

- l'aire de la section des armatures tendues est limitée de telle sorte que, quelle que soit la section considérée

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ pour les bétons de classe de résistance } \leq \text{C50/60}$$

$$\leq 0,10 \text{ pour les bétons de classe de résistance } \geq \text{C55/67}$$

II. les armatures de béton armé appartiennent soit à la classe B, soit à la classe C

III. le rapport des moments sur appuis intermédiaires aux moments en travée est compris entre 0,5 et 2.

NOTE

Les limites définies dans l'EN 1992-1-1 peuvent être utilisées pour la conception des dalles pleines.

5.6.3 Capacité de rotation

(102) Dans les zones de rotule plastique, il convient de limiter x_u/d à 0,30 pour des bétons de classe de résistance inférieure ou égale à C50/60, et à 0,23 pour des bétons de classe de résistance supérieure ou égale à C55/67.

5.7 Analyse non-linéaire

(105) L'analyse non-linéaire peut être utilisée à condition que le modèle puisse couvrir de manière appropriée tous les modes de ruine (par exemple flexion, effort normal, cisaillement, ruine par compression influencée par la réduction de la résistance effective du béton, etc.) et que la résistance en traction du béton ne soit pas utilisée dans le schéma principal de résistance.

Si une analyse se révèle insuffisante pour vérifier tous les mécanismes de ruine, il convient d'effectuer des analyses complémentaires séparées.

NOTE 1

Les détails relatifs aux méthodes acceptables pour l'analyse non-linéaire et le format de sécurité à utiliser dans un pays donné peuvent être fournis par son Annexe Nationale. Les détails recommandés sont les suivants :

- Il convient de fonder l'analyse non-linéaire sur les hypothèses suivantes :
 - Pour l'acier de béton armé, établir le diagramme contrainte-déformation à utiliser à partir de celui de la Figure 3.8, courbe A. Dans ce diagramme, il y a lieu de remplacer f_{yk} et kf_{yk} par $1,1f_{yk}$ et $1,1kf_{yk}$
 - Pour l'acier de précontrainte, utiliser le diagramme contrainte-déformation théorique donné en 3.3.6 (Figure 3.10, courbe A). Dans ce diagramme, il y a lieu de remplacer f_{pk} par $1,1f_{pk}$
 - Pour le béton, établir le diagramme contrainte-déformation à partir de l'Expression (3.14) donnée en 3.1.5. Dans cette expression, et pour la valeur k , il y a lieu de remplacer f_{cm} par $\gamma_{cf} f_{ck}$ avec $\gamma_{cf} = 1,1\gamma_s / \gamma_c$.
- Il convient d'utiliser le format de calcul suivant :
 - Evaluer la résistance pour différents niveaux d'actions appropriées qu'il est recommandé d'augmenter par étapes successives à partir de leurs valeurs de service, de manière à atteindre les valeurs de $\gamma_G G_k$ et $\gamma_Q Q_k$ dans un même pas de calcul. Poursuivre l'incrémentation jusqu'à ce qu'une zone de la structure atteigne la résistance ultime, évaluée en tenant compte de α_{cc} , ou jusqu'à la rupture globale de ladite structure. q_{ud} désigne la charge correspondante.
 - Appliquer un coefficient global γ_o et obtenir la résistance correspondante

$$R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_o} \right),$$

- Vérifier que l'une des inégalités suivantes est satisfaite :

$$\gamma_{Rd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right)$$

$$E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_O} \right)$$

$$\text{(c'est-à-dire)} \quad R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}} \right)$$

ou

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E(\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right)$$

où :

- γ_{Rd} est le coefficient partiel associé à l'incertitude de modèle de résistance, $\gamma_{Rd} = 1,06$,
- γ_{Sd} est le coefficient partiel associé à l'incertitude de modèle des actions et/ou de leurs effets, $\gamma_{Sd} = 1,15$,
- γ_O est le coefficient global $\gamma_O = 1,20$.

Se reporter à l'Annexe PP pour des informations complémentaires.

Lorsque l'analyse ne prend pas en compte de manière explicite les incertitudes de modèle γ_{Rd} et γ_{Sd} (c'est-à-dire $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$), il convient d'utiliser la valeur $\gamma_{O'} = 1,27$.

NOTE 2

Lorsque l'analyse non-linéaire utilise les propriétés de calcul des matériaux (par exemple telles que celles définies au 5.8.6 de l'EN 1992-1-1), il convient de tenir tout particulièrement compte des effets des actions indirectes (par exemple déformations imposées).

5.8 Analyse des effets du second ordre en présence d'une charge axiale

5.8.3 Critères simplifiés pour les effets du second ordre

5.8.3.3 Effets globaux du second ordre dans les bâtiments

Cette clause de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

5.8.4 Fluage

(105) Une méthode d'évaluation plus précise du fluage peut être appliquée.

NOTE

Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans l'Annexe KK .

5.10 Eléments et structures précontraints

5.10.1 Généralités

(106) Il convient d'éviter toute rupture fragile en appliquant la méthode décrite en 6.1 (109) .

5.10.8 Effets de la précontrainte à l'état limite ultime

(103) Si l'accroissement de contrainte dans les armatures de précontraintes extérieures est calculé en utilisant l'état de déformation de l'ensemble de l'élément, il convient de mener une analyse non-linéaire. Voir 5.7 .

Section 6 Etats limites ultimes (ELU)

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

6.1 (1) <i>P</i>	6.2.4 (6)	6.4.3 (1) <i>P</i>	6.5.4 (9)
6.1 (2) <i>P</i>	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1) <i>P</i>
6.1 (3) <i>P</i>	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1) <i>P</i>
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1) <i>P</i>	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1) <i>P</i>	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1) <i>P</i>
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1) <i>P</i>
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2) <i>P</i>
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1) <i>P</i>
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2) <i>P</i>
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3) <i>P</i>
6.2.1 (9)	6.4.1 (1) <i>P</i>	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2) <i>P</i>	6.5.1 (1) <i>P</i>	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3) <i>P</i>
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)
6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6) <i>P</i>
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1) <i>P</i>
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1) <i>P</i>	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2) <i>P</i>	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4)
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

6.1 Flexion simple et flexion composée

(108) Dans le cas des armatures de précontrainte extérieures, l'allongement de l'acier de précontrainte est supposé constant entre deux points fixes consécutifs. L'allongement de l'armature est alors égal à

l'allongement résiduel, après pertes, majoré de l'allongement résultant de la déformée de la structure entre les points fixes considérés.

(109) Pour les structures précontraintes, 5 (P) de 5.10.1 peut être satisfait par application de l'une des méthodes suivantes :

- a. Vérification de la résistance en prenant en compte une section de précontrainte réduite. Il convient d'effectuer cette vérification comme suit :
 - I. Calculer le moment fléchissant appliqué dû à la combinaison fréquente des actions.
 - II. Déterminer l'aire réduite d'armatures de précontrainte telle que la contrainte de traction atteigne f_{ctm} sur la fibre extrême tendue lorsque la section est soumise au moment fléchissant calculé en i) ci-dessus.
 - III. Avec cette aire réduite de précontrainte, calculer le moment résistant ultime. Il convient de s'assurer que ce moment ultime est supérieur au moment fléchissant dû à la combinaison fréquente. Cette vérification peut tenir compte de la redistribution des sollicitations dans la structure et il convient de calculer le moment résistant ultime avec les coefficients partiels des matériaux pour les situations de calcul accidentelles données dans le Tableau 2.1N du 2.4.2.4.
- b. Prévoir une section d'armatures de béton armé minimale conformément à l'Expression (6.101a). Les armatures de béton armé mis en place à d'autres fins peuvent être comptées dans la valeur $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad \dots (6.101a)$$

où :

- M_{rep} est le moment fléchissant de fissuration calculé en utilisant une résistance en traction appropriée f_{ctx} , sur la fibre extrême tendue de la section, en ignorant tout effet de la précontrainte. Il convient de supposer que la valeur de M_{rep} est égale à zéro au droit des joints entre éléments préfabriqués ;
- z_s est le bras de levier à l'état limite ultime des armatures de béton armé.

NOTE

La valeur de f_{ctx} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de f_{ctx} est f_{ctm} .

- c. Se mettre d'accord avec les autorités nationales compétentes sur un programme d'inspection adéquat fondé sur des références satisfaisantes.

NOTE

La liste des méthodes applicables (parmi a, b et c) à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale .

(110) Lorsque la méthode b) définie au (109) est retenue, les règles suivantes s'appliquent :

- I. Il convient de prévoir la section minimale d'armature de béton armé dans les zones où le béton est soumis à des contraintes de traction sous l'effet de la combinaison d'actions caractéristique. Pour la détermination de ces zones, les effets hyperstatiques de la précontrainte sont pris en compte et les effets isostatiques sont ignorés.
- II. Pour les éléments précontraints par pré-tension, il convient d'appliquer l'Expression (6.101a) en utilisant l'une des méthodes alternatives a) ou b) décrites ci-dessous :
 - a. Les armatures de précontrainte dont l'enrobage est au moins égal à k_{cm} fois la valeur minimale spécifiée en 4.4.1.2 sont considérées comme efficaces pour évaluer $A_{s,min}$. Une valeur de z_s calculée avec ces torons efficaces est utilisée dans l'expression et f_{yk} est remplacé par $f_{p0,1k}$.
 - b. Les armatures de précontrainte soumises à des contraintes inférieures à $0,6 f_{pk}$ après pertes sous l'effet de la combinaison d'actions caractéristique sont considérées comme totalement actives. Dans ce cas, l'Expression (6.101a) est remplacée par :

$$A_{s,min} f_{yk} + A_p \Delta \sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad \dots (6.101b)$$

où $\Delta\sigma_p$ est la plus petite valeur de $0,4f_{ptk}$ et de 500 MPa.

NOTE

La valeur de k_{cm} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de k_{cm} est 2,0.

III. Pour assurer une ductilité adéquate des poutres continues, il convient de prolonger la section minimale d'armatures de béton armé $A_{s,min}$, définie dans les Expressions (6.101), jusqu'à l'appui intermédiaire de la travée considérée.

Ce prolongement n'est toutefois pas nécessaire si, à l'état limite ultime, la résistance en traction assurée par l'acier de béton armé et l'acier de précontrainte au droit des appuis, et calculée avec la résistance caractéristique f_{yk} et $f_{p0,1k}$ respectivement, est inférieure à la résistance en compression de la membrure inférieure, ce qui signifie que la rupture de la zone de compression est peu probable :

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \quad \dots (6.102)$$

où :

- t_{inf} , b_0 sont, respectivement, l'épaisseur et la largeur de la membrure inférieure de la section. Dans le cas de sections en T, t_{inf} est pris égal à b_0 ;
- A_s , A_p sont respectivement l'aire des armatures de béton armé et des armatures de précontrainte dans la zone tendue à l'état limite ultime.

NOTE

La valeur de k_p à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de k_p est 1,0.

6.2 Effort tranchant

6.2.2 Eléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise

(101) L'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,c}$ est donnée par :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad \dots (1)$$

avec une valeur minimale

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad \dots (1)$$

où :

•

f_{ck} est donné en MPa ;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{avec } d \text{ en mm ;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 ;$$

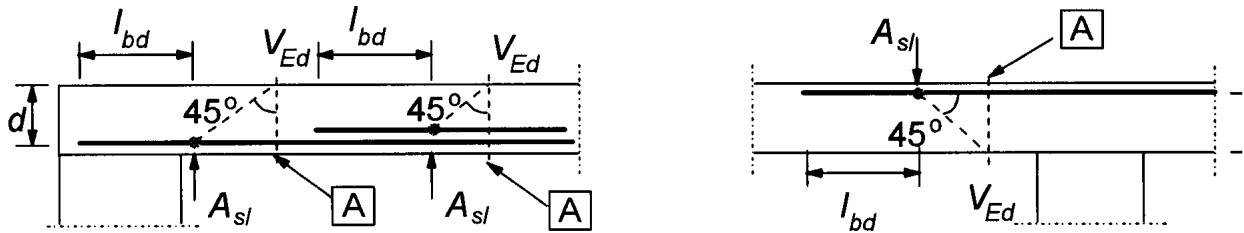
- A_{sl} est l'aire des armatures tendues, prolongées sur une longueur $\geq (l_{bd} + d)$ au-delà de la section considérée (voir Figure 6.3) ; la section des armatures de précontrainte adhérentes peut être incluse dans le calcul de A_{sl} . Dans ce cas, une valeur moyenne pondérée de d peut être utilisée ;
- b_w est la plus petite largeur de la section droite dans la zone tendue [mm] ;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$ [MPa] ;
- N_{Ed} est l'effort normal agissant sur la section droite, dû aux charges extérieures appliquées et/ou à l'action de la précontrainte en Newtons ($N_{Ed} > 0$ en compression). L'influence des déformations imposées sur N_{Ed} peut être négligée ;
- A_c est l'aire de la section droite du béton [mm²] ;

- $V_{Rd,c}$ est en Newtons.

NOTE

Les valeurs de $C_{Rd,c}$, v_{min} et k_1 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de $C_{Rd,c}$ est $0,18/\gamma_c$, la valeur recommandée de v_{min} , est donnée par l'Expression (6.3N) et celle de k_1 , est égale à 0,15.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \dots (6.3N)$$



A Section considérée

Figure 6.3 Définition de A_{sl} dans l'Expression (6.2)

6.2.3 Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises

(103) Dans le cas des éléments comportant des armatures d'effort tranchant verticales, la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} est la plus petite des valeurs ci-dessous :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad \dots (6.8)$$

NOTE 1

Si on utilise l'Expression (6.10), il convient de réduire la valeur de f_{ywd} à $0,8f_{ywk}$ dans l'Expression (6.8).

et

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad \dots (6.9)$$

où :

- A_{sw} est l'aire des armatures d'effort tranchant ;
- s est l'espacement des cadres ou étriers ;
- f_{ywd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures d'effort tranchant ;
- v_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant ;
- α_{cw} est un coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée.

NOTE 2

La valeur de v_1 et α_{cw} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée de v_1 est v (voir Expression (6.6N)).

NOTE 3

Si la contrainte de calcul des armatures d'effort tranchant est inférieure à 80 % de la limite caractéristique d'élasticité f_{yk} , on peut adopter pour ν_1 :

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{pour } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad \dots (6.10.aN)$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{pour } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad \dots (6.10.bN)$$

NOTE 4

La valeur recommandée de α_{cw} est la suivante :

$$1 \quad \text{pour les structures non précontraintes}$$

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{pour } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad \dots (6.11.aN)$$

$$1,25 \quad \text{pour } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad \dots (6.11.bN)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{pour } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad \dots (6.11.cN)$$

où :

- σ_{cp} est la contrainte moyenne de compression, comptée positive, dans le béton sous l'effort normal de calcul. Il convient de la déterminer en faisant la moyenne sur toute la section de béton, en tenant compte des armatures. Il n'y a pas lieu de calculer la valeur de σ_{cp} à une distance inférieure à $0,5d \cot\theta$ du nu de l'appui.

Dans le cas d'armatures de précontrainte droites, d'un niveau élevé de précontrainte ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) et d'âmes minces, si les membrures tendues et comprimées sont capables de supporter la force de précontrainte totale, et si des blocs d'about (ou blochets) sont prévus à l'extrémité des poutres afin de diffuser l'effort de précontrainte (voir Figure 6.101), l'effort de précontrainte peut être supposé réparti entre les membrures. Dès lors, il convient, pour l'âme, de tenir compte uniquement du champ de compression dû à l'effort tranchant ($\alpha_{cw} = 1$).

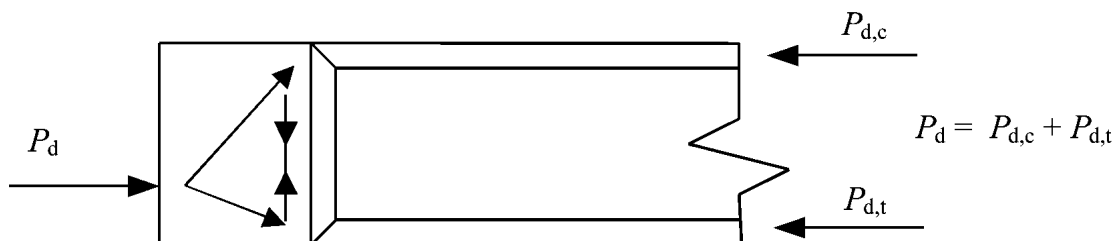


Figure 6.101 Diffusion de la précontrainte dans les membrures par les blocs d'about

NOTE 5

L'aire effective maximale des armatures de cisaillement $A_{sw,max}$, pour $\cot \theta = 1$, est donnée par :

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} \quad \dots (6.12)$$

(107) L'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} dans les armatures longitudinales, dû à l'effort tranchant V_{Ed} , peut être calculé au moyen de l'expression :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad \dots (6.18)$$

Il convient que $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ ne soit pas supérieur à $M_{Ed,max}/z$, où $M_{Ed,max}$ est le moment maximal le long de la poutre.

NOTE

Les indications relatives à la superposition des différents modèles de treillis à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les indications recommandées sont les suivantes :

Dans le cas d'une précontrainte adhérente, située dans la membrure tendue, l'effet résistant de précontrainte peut être pris en compte pour équilibrer l'effort de traction longitudinal total. Dans le cas d'armatures de précontrainte adhérentes inclinées, associées à d'autres armatures longitudinales de précontrainte ou de béton armé, la résistance à l'effort tranchant peut être évaluée, par simplification, en superposant deux différents modèles de treillis de géométrie différente (Figure 6.102N) ; une valeur moyenne pondérée comprise entre θ_1 et θ_2 peut être utilisée pour la vérification du champ de contraintes dans le béton à l'aide de l'Expression (6.9) .

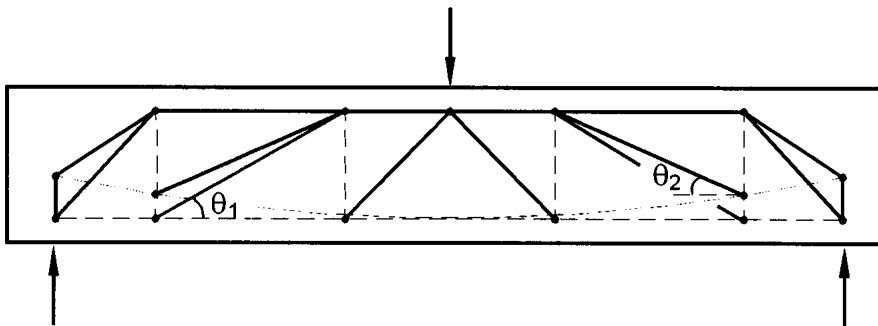
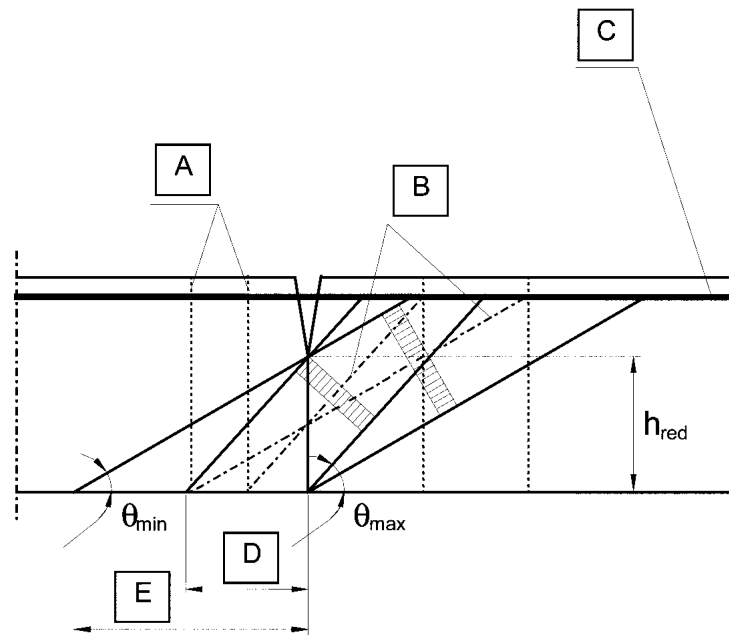


Figure 6.102N Superposition de modèles de résistance pour l'effort tranchant

(109) Dans le cas d'un ouvrage construit par tronçons préfabriqués et sans précontrainte adhérente dans la membrure tendue, il convient de tenir compte de l'effet de l'ouverture du joint. Dans ces conditions, et en l'absence d'une analyse détaillée, il convient de supposer que l'effort dans la membrure tendue demeure constant après ouverture des joints. Par conséquent, lors de l'augmentation de la charge appliquée et de l'ouverture des joints (Figure 6.103), l'inclinaison du champ de contraintes dans le béton de l'âme augmente. La hauteur de la section de béton disponible pour la transmission de la compression dans l'âme diminue jusqu'à une valeur de h_{red} . La résistance au cisaillement peut être évaluée conformément à l'Expression (6.8) en supposant une valeur de θ déduite de la valeur minimale de la hauteur résiduelle h_{red} .



Légende

- A Axes des tirants théoriques
- B Axes des bielles de compression théoriques
- C Membrure tendue du treillis (armature extérieure)
- D Champ A : disposition de cadres ou étriers avec θ_{\max} ($\cot \theta = 1,0$)
- E Champ B : disposition de cadres ou étriers avec θ_{\min} ($\cot \theta = 2,5$)

Figure 6.103 Champs inclinés de contraintes dans l'âme à travers le joint

$$h_{\text{red}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w v f_{\text{cd}}} (\cot \theta + \tan \theta) \quad \dots (6.103)$$

Il convient de prévoir des cadres ou étriers d'effort tranchant, de section par unité de longueur égale à :

$$\frac{A_{\text{sw}}}{s} = \frac{V_{\text{Ed}}}{h_{\text{red}} f_{\text{ywd}} \cot \theta} \quad \dots (6.104)$$

à une distance $h_{\text{red}} \cot \theta$ mais pas supérieure à la longueur de l'élément, entre les deux bords du joint.

Il convient, si nécessaire, d'augmenter la force de précontrainte de manière à limiter, à l'état limite ultime et sous l'action combinée du moment fléchissant et de l'effort tranchant, l'ouverture du joint à la valeur $h - h_{\text{red}}$ calculée ci-dessus.

NOTE

La valeur minimale absolue de h_{red} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur minimale absolue recommandée de h_{red} est $0,5h$.

6.2.4 Cisaillement entre l'âme et les membrures des sections en T

(103) La contrainte de cisaillement longitudinale, v_{Ed} , développée à la jonction entre la membrure et l'âme est déterminée par la variation d'effort normal (longitudinal) dans la partie de membrure considérée, conformément à :

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad \dots (6.20)$$

où :

- h_f est l'épaisseur de la membrure à la jonction ;
- Δx est la longueur considérée, voir Figure 6.7 ;
- ΔF_d est la variation de l'effort normal dans la membrure sur la longueur Δx .

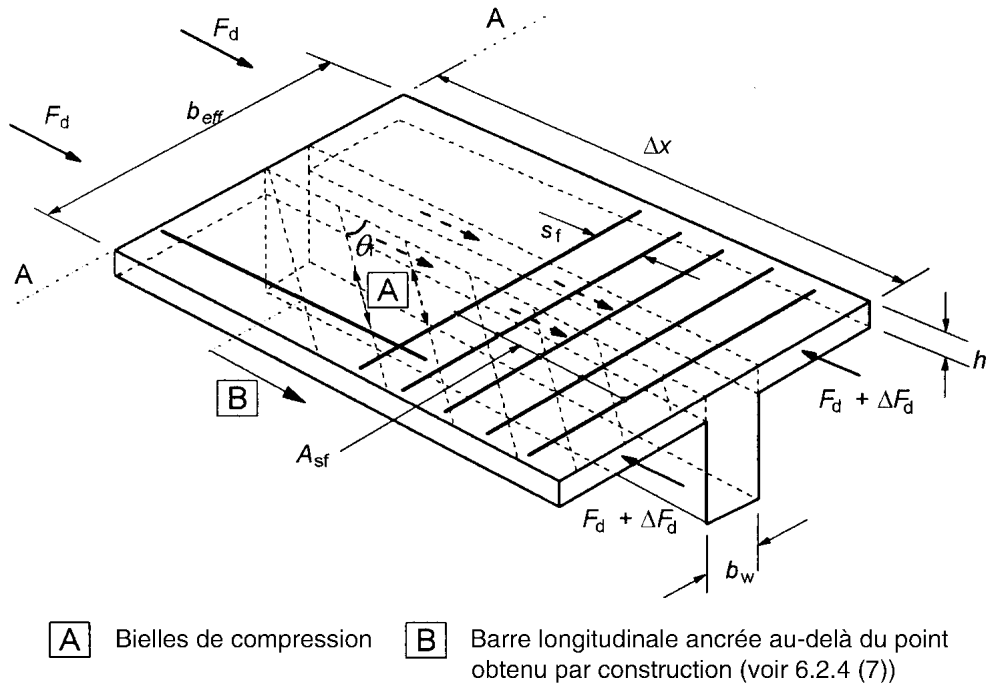


Figure 6.7 Notations pour la jonction entre âme et membrure

La valeur maximale que l'on peut admettre pour Δx est égale à la moitié de la distance entre la section de moment nul et la section de moment maximal. Lorsque des charges ponctuelles sont appliquées, il convient de plafonner la longueur Δx à la distance entre lesdites charges.

De manière alternative, en prenant une longueur Δx de la poutre, l'effort tranchant transmis entre l'âme et la membrure est égal à $V_{Ed} \Delta x / z$ et se décompose en trois parties : une partie s'exerçant dans la section de la poutre limitée à la largeur de l'âme et les deux autres régnant dans les ailes des membrures. Il convient généralement de supposer que la part de l'effort auquel l'âme demeure soumise est la fraction b_w / b_f de l'effort total. Une force plus grande peut être prise en compte si la largeur totale de membrure efficace n'est pas indispensable pour résister au moment fléchissant. Dans ce cas, il peut être nécessaire de vérifier l'ouverture des fissures à l'état limite de service.

(105) Dans le cas où le cisaillement entre membrure et âme est combiné à la flexion transversale, il convient de prendre pour l'aire d'armatures la plus grande valeur entre celle donnée par l'Expression (6.21) et le cumul de la moitié de celle-ci et de l'aire requise pour la flexion transversale.

Pour la vérification de l'écrasement du béton en compression conformément à l'Expression (6.22) de l'EN 1992-1-1, il convient de réduire la valeur de h_f de la profondeur de la zone comprimée en flexion.

NOTE

Lorsque cette vérification n'est pas satisfaite, la méthode plus précise donnée à l'Annexe MM peut être utilisée.

6.2.5 Cisaillement le long des surfaces de reprise

(105) Pour les vérifications en fatigue ou dynamiques, il convient de prendre zéro pour les valeurs de c définies au 6.2.5 (1) de l'EN 1992-1-1.

6.2.106 Effort tranchant et flexion transversale

(101) Du fait de la présence de champs de contraintes en compression résultant de l'effort tranchant et de la flexion, il convient de tenir compte dans la conception de l'interaction entre l'effort tranchant longitudinal et la flexion transversale s'exerçant sur les âmes des sections de poutres-caissons.

Lorsque $V_{Ed}/V_{Rd,max} < 0,2$ ou $M_{Ed}/M_{Rd,max} < 0,1$, cette interaction peut être ignorée ; $V_{Rd,max}$ et $M_{Rd,max}$ sont respectivement la résistance maximale des âmes vis-à-vis de l'effort tranchant longitudinal et de la flexion transversale.

NOTE

Des informations complémentaires sur l'interaction entre l'effort tranchant et la flexion transversale peuvent être trouvées dans l'Annexe MM .

6.3 Torsion

6.3.2 Méthode de calcul

(102) Dans le cas des profils de section creuse comme dans celui des profils de section pleine, les effets de la torsion et de l'effort tranchant peuvent être cumulés, en prenant une même valeur pour l'inclinaison θ des bielles. Les valeurs limites de θ données au 6.2.3 (2) s'appliquent pleinement dans le cas de sollicitations d'effort tranchant et de torsion combinées.

La capacité résistante d'un élément soumis à des sollicitations d'effort tranchant et de torsion se déduit de 6.3.2 (4) .

Dans le cas des caissons, il convient de vérifier chaque paroi séparément, pour la combinaison des cisaillements issus de l'effort tranchant et de la torsion (Figure 6.104).

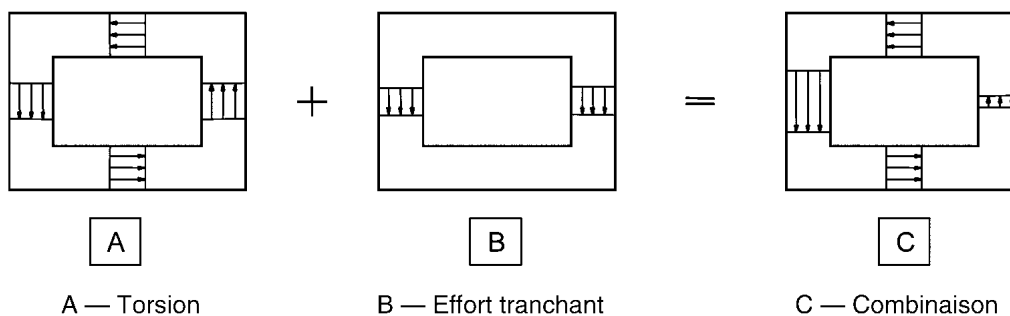


Figure 6.104 Combinaison des sollicitations au sein des différentes parois d'un caisson

(103) L'aire des armatures longitudinales de torsion requises ΣA_{sl} peut être calculée au moyen de l'Expression (6.28) :

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad \dots (6.28)$$

où :

- u_k est le périmètre de la surface A_k ;
- f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul des armatures longitudinales A_{sl} ;
- θ est l'angle des bielles de compression (voir Figure 6.5) .

Dans les membrures comprimées, les armatures longitudinales peuvent être réduites en proportion de l'effort de compression présent. Dans les membrures tendues, il convient d'ajouter les armatures longitudinales de torsion aux autres armatures. Il convient généralement de répartir les armatures longitudinales sur la longueur z_i , mais pour des sections de petite dimension, elles peuvent être concentrées au voisinage des angles.

Les armatures de précontrainte adhérentes peuvent être prises en compte en limitant l'accroissement de leur contrainte à $\Delta\sigma_p \leq 500$ MPa. Dans ce cas, $\Sigma A_{sl} f_{yd}$ dans l'Expression (6.28) est remplacée par $\Sigma A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$.

(104) La résistance maximale d'un élément soumis aux sollicitations d'effort tranchant et de torsion est limitée par la résistance des bielles de béton. Afin de ne pas dépasser cette résistance, il convient de satisfaire la condition suivante :

- pour les sections pleines :

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad \dots (6.29)$$

où :

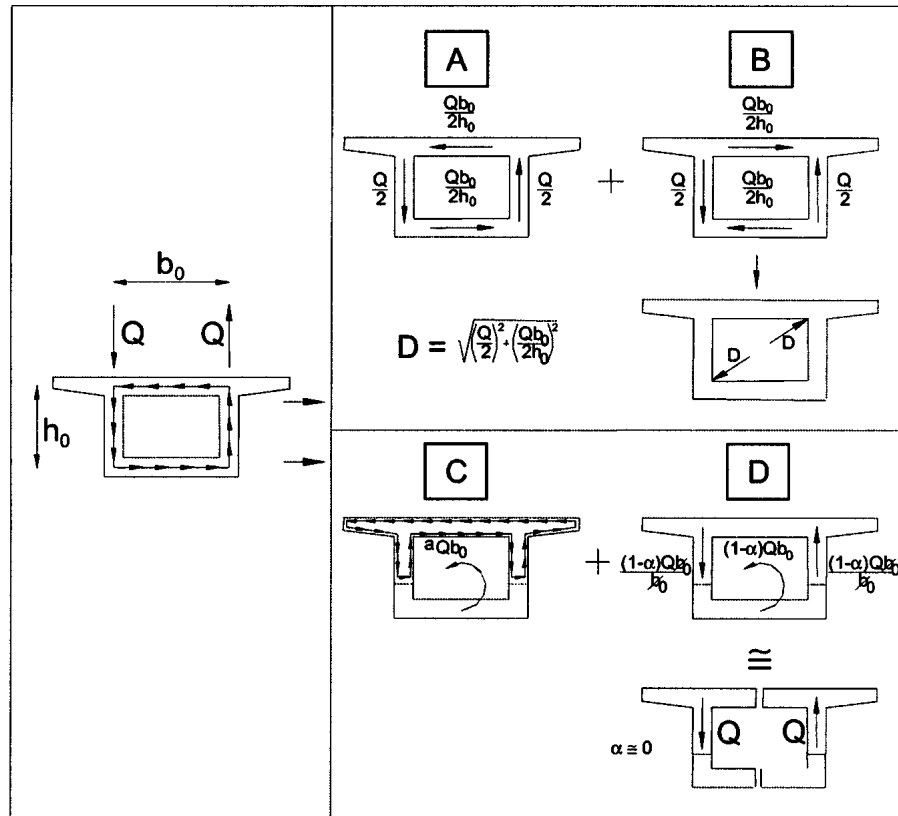
- T_{Ed} est le moment de torsion agissant de calcul ;
- V_{Ed} est la l'effort tranchant agissant de calcul ;
- $T_{Rd,max}$ est le moment de torsion résistant de calcul donné par

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad \dots (6.30)$$

où v est déduit de 6.2.2 (6) de l'EN 1992-1-1 et α_{cw} de l'Expression (6.9)

- $V_{Rd,max}$ est la valeur maximale de l'effort tranchant résistant de calcul selon les Expressions (6.9) ou (6.14). Dans les sections pleines, on peut utiliser la largeur complète de l'âme pour déterminer $V_{Rd,max}$.
- pour les caissons :
Il convient de dimensionner chaque paroi séparément pour les effets combinés de l'effort tranchant et de la torsion. Il convient de vérifier l'état limite ultime du béton par référence à la résistance à l'effort tranchant de calcul $V_{Rd,max}$.

(106) Dans le cas d'un ouvrage construit par tronçons préfabriqués de type caisson sans précontrainte adhérente dans la zone tendue, l'ouverture d'un joint sur une hauteur supérieure à l'épaisseur de la membrure correspondante entraîne une modification importante du schéma de résistance à la torsion si les clés de cisaillement concernées ne sont pas capables de transmettre le cisaillement local de torsion. Ce schéma de résistance passe d'une torsion de Bredt par flux dans un profil fermé, à une combinaison de torsion par gauchissement et de Barré de Saint-Venant, le premier schéma prévalant sur le second (Figure 6.105). Le cisaillement dans l'âme dû à la torsion est ainsi pratiquement multiplié par deux, ce qui entraîne une déformation significative de la section. Dans ce type de situations, il convient de vérifier la résistance à l'état limite ultime de l'âme la plus sollicitée conformément à la procédure définie dans l'Annexe MM , en tenant compte de la combinaison de la flexion, de l'effort tranchant et de la torsion.



Légende

A Bredt

B Auto-équilibré

C Barré De Saint Venant

D Gauchissement

Figure 6.105 Variation du comportement à la torsion entre un joint fermé et un joint ouvert

6.7 Pressions localisées

(105) Il convient de mener le calcul des zones d'appui des ponts en utilisant des méthodes reconnues.

NOTE

Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans l'Annexe J .

6.8 Fatigue

6.8.1 Conditions de vérification

(102) Il convient d'effectuer une vérification à la fatigue pour les structures et les éléments de structure soumis à des cycles de chargement réguliers.

NOTE

Une vérification à la fatigue n'est généralement pas nécessaire pour les structures et les éléments suivants :

- passerelles, à l'exception des éléments de structure très sensibles à l'action du vent ;
- structures enterrées en voûte ou en cadre avec une couverture minimale de terre de 1,00 m et 1,50 m respectivement pour les ponts routiers et ferroviaires ;
- fondations ;
- piles et poteaux non rigidement reliés au tablier ;
- murs de soutènement des remblais de chaussées et de voies ferrées ;

- f. culées des ponts routiers et ferroviaires non rigidement reliés au tablier, à l'exception des dalles des culées creuses ;
- g. armatures de précontrainte et armatures de béton armé, dans les zones où, sous combinaison fréquente d'actions avec P_k , les fibres extrêmes du béton restent comprimées.

L'Annexe Nationale peut définir des règles complémentaires.

6.8.4 Procédure de vérification pour les armatures de béton armé et les armatures de précontrainte

(107) La vérification à la fatigue pour les armatures de précontrainte extérieures et les armatures non adhérentes, disposées dans la hauteur de la section de béton, n'est pas nécessaire.

6.8.7 Vérification du béton soumis à un effort de compression ou à un effort tranchant

(101) Il convient d'effectuer la vérification à l'aide des données relatives au volume de trafic, des courbes S-N de fatigue et des modèles de charges spécifiés par les autorités nationales. Une méthode simplifiée basée sur les valeurs λ peut être utilisée pour la vérification des ponts rails ; voir l'Annexe NN .

Il convient d'appliquer la règle de Miner pour la vérification du béton ; soit

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \text{ où :}$$

- m est le nombre d'intervalles d'amplitude constante ;
- n_i est le nombre réel de cycles d'amplitude constante dans l'intervalle « i » ;
- N_i est le nombre limite de cycles d'amplitude constante dans l'intervalle « i » pouvant être effectués avant rupture. N_i peut être donné par les autorités nationales (courbes S-N de fatigue) ou calculé par une méthode simplifiée à l'aide de l'Expression (6.72) de l'EN 1992-1-1 en remplaçant le coefficient 0,43 par $(\log N_i)/14$ et en transformant l'inégalité dans l'expression.

Une résistance à la fatigue satisfaisante peut alors être présumée pour le béton en compression, si la condition suivante est satisfaite :

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad \dots (6)$$

où :

$$N_i = 10 \exp \left(14 \left(1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1-R_i}} \right) \right) \quad \dots (6)$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \quad \dots (6)$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \quad \dots (6)$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} \quad \dots (6)$$

où :

- R_i est le rapport des contraintes ;
- $E_{cd,min,i}$ est le niveau minimal des contraintes de compression ;
- $E_{cd,max,i}$ est le niveau maximal des contraintes de compression ;
- $f_{cd,fat}$ est la résistance de calcul à la fatigue du béton selon l'Expression (6.76) ;
- $\sigma_{cd,max,i}$ est la contrainte maximale pour un cycle ;
- $\sigma_{cd,min,i}$ est la contrainte minimale pour un cycle ;

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \dots (6.76)$$

où :

- $\beta_{cc}(t_0)$ est un coefficient définissant la résistance du béton lors de la première application de la charge (voir 3.1.2 (6) de l'EN 1992-1-1) ;
- t_0 est la date de début du chargement cyclique du béton, en jours.

NOTE 1

La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée est 0,85.

NOTE 2

Voir également l'Annexe NN pour des informations complémentaires.

6.109 Eléments de membrane

(101) Les éléments de membrane peuvent être utilisés pour le calcul des éléments en béton bidimensionnels soumis à une combinaison de forces internes évaluées au moyen d'une analyse linéaire par la méthode des éléments finis. Les éléments de membrane sont soumis à des efforts dans leur plan uniquement, à savoir σ_{Edx} , σ_{Edy} , τ_{Edxy} telles que représentées sur la Figure 6.106.

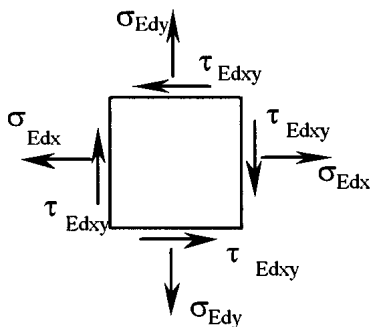


Figure 6.106 Elément de membrane

(102) Le calcul des éléments de membrane peut reposer sur l'application de la théorie de la plasticité selon le principe de la borne inférieure.

(103) Il convient de définir la valeur maximale du champ de contraintes de compression en fonction des valeurs de contraintes principales :

- I. Si les contraintes principales sont toutes deux des contraintes de compression, la compression maximale dans le champ de contraintes dans le béton est la suivante :

$$\sigma_{cdmax} = 0,85 f_{cd} \frac{1 + 3,80 \alpha}{(1 + \alpha)^2} \quad \dots (6.110)$$

où $\alpha \leq 1$ est le rapport entre les deux contraintes principales.

- II. Lorsqu'une analyse plastique a été effectuée avec $\theta = \theta_{el}$ et lorsqu'au moins une contrainte principale est une contrainte de traction et qu'aucune armature n'atteint sa limite d'élasticité, la compression maximale dans le champ de contraintes dans le béton est donnée par :

$$\sigma_{cdmax} = f_{cd} \left[0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} (0,85 - \nu) \right] \quad \dots (6.111)$$

où σ_s est la contrainte de traction maximale des armatures, et ν est définie au 6.2.2 (6) de l'EN 1992-1-1.

- III. Lorsqu'une analyse plastique a été effectuée et lorsque des armatures atteignent leur limite d'élasticité, la compression maximale dans le champ de contraintes dans le béton est la suivante :

$$\sigma_{cdmax} = \nu f_{cd} (1 - 0,032 |\theta - \theta_{el}|) \quad \dots (6.112)$$

où :

- θ_{el} (en degrés) est l'angle entre l'axe des x et la contrainte principale de compression dans l'analyse élastique
- θ (en degrés) est l'angle entre l'axe des x et le champ de compression plastique (contrainte principale de compression) à l'état limite ultime

Dans l'Expression (6.112), il convient de limiter la valeur de $|\theta - \theta_{el}|$ à 15 degrés.

Section 7 Etats limites de service (ELS)

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

7.1 (1)P	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (2)P
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (3)
7.2 (1)P	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (4)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (5)
7.2 (4)P	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (6)
7.2 (5)	7.3.2 (1)P	7.3.4 (5)	7.4.3 (7)
7.3.1 (1)P	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)P	
7.3.1 (2)P	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)	7.4.3 (1)P	

7.2 Contraintes

(102) Des fissures longitudinales peuvent apparaître si le niveau de contrainte sous combinaison caractéristique de charges excède une valeur critique. Une telle fissuration peut conduire à une réduction de la durabilité. En l'absence d'autres dispositions telles que l'augmentation de l'enrobage des armatures dans la zone comprimée ou le confinement au moyen d'armatures transversales, il peut être pertinent de limiter les contraintes en compression à une valeur $k_1 f_{ck}$ dans les parties exposées à des environnements correspondant aux classes d'exposition XD, XF et XS (voir Tableau 4.1 de l'EN 1992-1-1).

NOTE

La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est 0,6. L'augmentation maximale de la limite de contrainte au-delà de la valeur $k_1 f_{ck}$ en présence d'un confinement peut également être fournie par son Annexe Nationale. L'augmentation maximale recommandée est 10 %.

7.3 Maîtrise de la fissuration

7.3.1 Considérations générales

(105) Il convient de définir une valeur limite de l'ouverture calculée des fissures w_{max} , en tenant compte de la nature et du fonctionnement envisagés de la structure ainsi que du coût de la limitation de la fissuration. Le caractère aléatoire du phénomène de fissuration ne permet pas de prévoir les valeurs réelles de l'ouverture des fissures. Toutefois, si les ouvertures des fissures calculées conformément aux modèles donnés dans la présente norme sont limitées aux valeurs données dans le Tableau 7.101N, il est peu probable que les performances de la structure soient affectées.

NOTE

La valeur de w_{max} , la définition de la décompression et ses conditions d'application à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les recommandations sur la valeur de w_{max} et sur les conditions d'application de la limite de décompression sont données dans le Tableau 7.101N. Les recommandations sur la définition de la décompression sont mentionnées dans le texte situé sous le tableau.

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes	Éléments en béton précontraint à armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente des charges	Combinaison fréquente des charges
X0, XC1	0,3 ^{a)}	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^{b)}
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		Décompression

a) Pour les classes d'exposition X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité et cette limite est fixée pour un aspect acceptable. En l'absence de conditions sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte.

b) Pour ces classes d'exposition, il convient par ailleurs de vérifier la décompression sous combinaison quasi-permanente des charges.

Tableau 7.101N Valeurs recommandées de w_{max} et règles de combinaison pertinentes

La limite de décompression impose que le béton situé à une certaine distance des armatures de précontrainte adhérentes ou de leurs gaines soit comprimé sous combinaison de charges spécifiée.

NOTE

La valeur de la distance à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est 100 mm.

(110) Dans certains cas, il peut être nécessaire de vérifier et de maîtriser la fissuration provoquée par le cisaillement dans les âmes.

NOTE

Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans l'Annexe QQ.

7.3.2 Sections minimales d'armatures

(102) À moins qu'un calcul plus rigoureux ne démontre qu'une section réduite suffit, les sections minimales d'armatures requises peuvent être calculées comme indiqué ci-après. Dans le cas des sections à membrures telles que poutres en T et poutres-caissons, il convient de déterminer séparément le ferrailage minimal pour les différentes parties de la section (âmes, membrures).

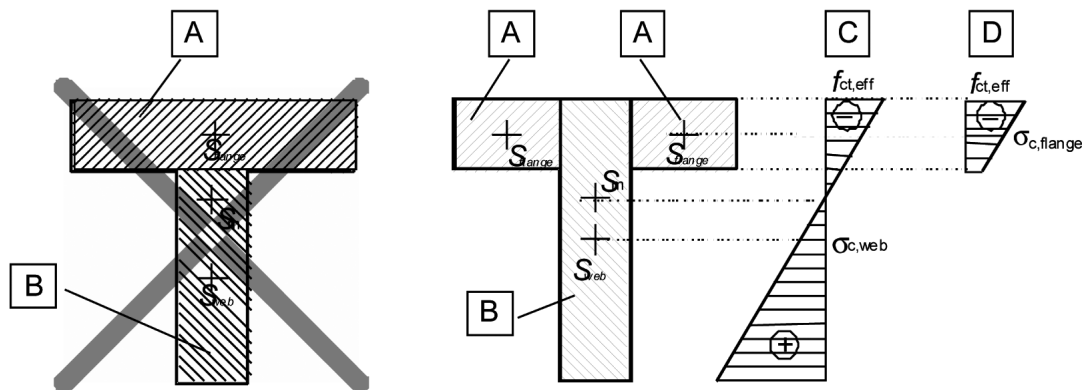
$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad \dots (7.1)$$

où :

- $A_{s,min}$ est la section minimale d'armatures de béton armé dans la zone tendue ;
- A_{ct} est l'aire de la section droite de béton tendu. La zone de béton tendue est la partie de la section dont le calcul montre qu'elle est tendue juste avant la formation de la première fissure.

Dans les sections à membrures telles que les poutres en T et les poutres-caissons, il convient d'effectuer le découpage en différentes parties comme indiqué à la Figure 7.101.

Répartition des contraintes en flexion simple : contraintes dans la section



Légende

- | | | | |
|---|-------------------------------|---|------------|
| A | Élément de section «membrane» | C | «Âme» |
| B | Élément de section «âme» | D | «Membrane» |

Figure 7.101 Exemple de découpage d'une section à membrures pour l'analyse de la fissuration

- σ_s est la valeur absolue de la contrainte maximale admise dans l'armature immédiatement après la formation de la fissure. Elle peut être prise égale à la limite d'élasticité, f_{yk} , de l'armature. Une valeur inférieure peut toutefois être adoptée afin de satisfaire les limites d'ouverture de fissures en fonction du diamètre maximal ou de l'espacement maximal des barres (voir 7.3.3 (2) de l'EN 1992-1-1) ;
- $f_{ct,eff}$ est la valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître :
 - $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ou moins, ($f_{ctm}(t)$), si l'on prévoit que la fissuration se produira avant 28 jours ;
- k est un coefficient qui tient compte de l'effet des contraintes non-uniformes auto-équilibrées conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées :
 - = 1,0 pour les âmes avec $h \leq 300$ mm ou les membrures d'une largeur inférieure à 300 mm
 - = 0,65 pour les âmes avec $h \geq 800$ mm ou les membrures d'une largeur supérieure à 800 mm
 - des valeurs intermédiaires peuvent être obtenues par interpolation ;
- k_c est un coefficient qui tient compte de la répartition des contraintes dans la section immédiatement avant la fissuration ainsi que de la modification du bras de levier :
 - En traction pure $k_c = 1,0$
 - En flexion simple ou en flexion composée :
 - sections rectangulaires et âmes des caissons et des sections en T :

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad \dots (7.2)$$

- membrures des caissons et des sections en T :

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad \dots (7.3)$$

où :

- σ_c est la contrainte moyenne régnant dans la partie de la section de béton considérée :

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad \dots (7.4)$$

- N_{Ed} est l'effort normal agissant à l'état-limite de service dans la partie de la section considérée (positif pour un effort de compression). Il convient de déterminer N_{Ed} en considérant les valeurs caractéristiques de la précontrainte et de l'effort normal sous combinaison d'actions appropriée ;
- h^*
 - $h^* = h$ pour $h < 1,0$ m
 - $h^* = 1,0$ m pour $h \geq 1,0$ m
- k_1 est un coefficient qui prend en compte les effets de l'effort normal sur la répartition des contraintes :

$$k_1 = 1,5 \quad \text{si } N_{Ed} \text{ est un effort de compression}$$

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h} \quad \text{si } N_{Ed} \text{ est un effort de traction}$$

- F_{cr} est la valeur absolue de l'effort de traction dans la membrure juste avant la fissuration, correspondant au moment de fissuration calculé avec $f_{ct,eff}$.

(105) Pour les ponts, dans le calcul de la section minimale d'armatures, pour tenir compte du retrait, il convient de prendre pour $f_{ct,eff}$ dans l'Expression (7.1) de l'EN 1992-1-1, la plus grande des valeurs 2,9 MPa et $f_{ctm}(t)$.

7.3.3 Maîtrise de la fissuration sans calcul direct

(101) La maîtrise de la fissuration sans calcul direct peut être effectuée au moyen de méthodes simplifiées.

NOTE

Les détails d'une méthode simplifiée visant à la maîtrise de la fissuration sans calcul à utiliser dans un pays donné peuvent être fournis par son Annexe Nationale . La méthode recommandée est donnée dans l'EN 1992-1-1, clauses 7.3.3 (2) à (4) .

7.3.4 Calcul de l'ouverture des fissures

(101) L'évaluation de l'ouverture des fissures peut être effectuée à l'aide de méthodes reconnues.

NOTE

Les détails des méthodes reconnues permettant de maîtriser l'ouverture des fissures à utiliser dans un pays donné peuvent être fournis par son Annexe Nationale . La méthode recommandée est celle donnée dans l'EN 1992-1-1 en 7.3.4 .

7.4 Limitation des flèches

7.4.1 Considérations générales

Les clauses (3), (4), (5) et (6) de l'EN 1992-1-1 ne s'appliquent pas.

7.4.2 Cas de dispense du calcul

Cette clause de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

Section 8 Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte – Généralités

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

8.1 (1)P	8.5 (1)	8.7.5.2 (1)	8.10.2.2 (1)
8.1 (2)P	8.5 (2)	8.8 (1)	8.10.2.2 (2)
8.1 (3)	8.6 (1)	8.8 (2)	8.10.2.2 (3)
8.1 (4)	8.6 (2)	8.8 (3)	8.10.2.2 (4)
8.2 (1)P	8.6 (3)	8.8 (4)	8.10.2.2 (5)
8.2 (2)	8.6 (4)	8.8 (5)	8.10.2.3 (1)
8.2 (3)	8.6 (5)	8.8 (6)	8.10.2.3 (2)
8.2 (4)	8.7.1 (1)P	8.8 (7)	8.10.2.3 (3)
8.3 (1)P	8.7.2 (1)P	8.8 (8)	8.10.2.3 (4)
8.3 (2)	8.7.2 (2)	8.9.1 (2)	8.10.2.3 (5)
8.3 (3)	8.7.2 (3)	8.9.1 (3)	8.10.2.3 (6)
8.4.1 (1)P	8.7.2 (4)	8.9.1 (4)	8.10.3 (1)
8.4.1 (2)	8.7.3 (1)	8.9.2 (1)	8.10.3 (2)
8.4.1 (3)	8.7.4.1 (1)	8.9.2 (2)	8.10.3 (3)
8.4.1 (4)	8.7.4.1 (2)	8.9.2 (3)	8.10.3 (5)
8.4.1 (5)	8.7.4.1 (3)	8.9.3 (1)	8.10.4 (1)P
8.4.1 (6)	8.7.4.1 (4)	8.9.3 (2)	8.10.4 (2)P
8.4.2 (1)P	8.7.4.2 (1)	8.9.3 (3)	8.10.4 (3)
8.4.2 (2)	8.7.5.1 (1)	8.10.1.1 (1)P	8.10.4 (4)
8.4.3 (1)P	8.7.5.1 (2)	8.10.1.2 (1)	8.10.5 (1)P
8.4.3 (2)	8.7.5.1 (3)	8.10.1.2 (2)	8.10.5 (2)P
8.4.3 (3)	8.7.5.1 (4)	8.10.1.3 (1)P	8.10.5 (3)P
8.4.3 (4)	8.7.5.1 (5)	8.10.1.3 (2)	8.10.5 (4)
8.4.4 (1)	8.7.5.1 (6)	8.10.1.3 (3)	
8.4.4 (2)	8.7.5.1 (7)	8.10.2.1 (1)	

8.9 Paquets de barres

8.9.1 Généralités

(101) Sauf indication contraire, les règles pour les barres individuelles s'appliquent également aux paquets de barres. Il convient que toutes les barres d'un paquet aient les mêmes caractéristiques (type et nuance). Des barres de diamètres différents peuvent être groupées en paquet sous réserve que le rapport de leurs diamètres n'excède pas 1,7.

NOTE

Des détails sur les restrictions d'emploi des paquets de barres à appliquer dans un pays donné peuvent être fournis par son Annexe Nationale . La présente norme ne recommande aucune restriction supplémentaire.

8.10 Armatures de précontrainte

8.10.3 Zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension

(104) Il convient d'évaluer les efforts de traction dus à des forces concentrées au moyen d'un modèle bielles-tirants ou d'autres modes de représentation appropriés (voir 6.5). Il convient de disposer les armatures de béton armé en admettant qu'elles travaillent à leur résistance de calcul. Si la contrainte dans les armatures de béton armé est limitée à 250 MPa, aucune vérification de l'ouverture des fissures n'est nécessaire.

(106) Il convient d'accorder une attention toute particulière au calcul des zones d'ancrage lorsque deux armatures de précontrainte ou plus y sont ancrées.

NOTE

Des informations complémentaires peuvent être trouvées dans l'Annexe J .

8.10.4 Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte

(105) Il convient d'éviter de coupler plus de X % des armatures dans une même section, à moins :

- de prévoir un ferrailage minimal continu conformément à l'Expression (7.1) de l'EN 1992-1-1 (en 7.3.2), ou
- d'avoir une contrainte de compression résiduelle minimale de 3 MPa dans la section sous combinaison caractéristique d'actions.

NOTE

La valeur de X et le pourcentage maximal d'armatures de précontrainte couplées dans une même section à utiliser dans un pays donné peuvent être fournis par son Annexe Nationale . Les valeurs recommandées sont respectivement 50 et 67 %.

Lorsque certaines armatures de précontrainte sont couplées dans une section donnée, les autres armatures ne peuvent être couplées à moins d'une distance a de cette section.

NOTE

La distance a à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de a est donnée dans le Tableau 8.101N.

Hauteur h de la section	Distance a
$\leq 1,5$ m	1,5 m
$1,5 \text{ m} < h < 3,0$ m	$a = h$
$\geq 3,0$ m	3,0 m

Tableau 8.101N Distance minimale entre sections de couplage des armatures de précontrainte

(106) Dans les dalles soumises à une précontrainte transversale, il convient d'accorder une attention toute particulière à la disposition des armatures de précontrainte, afin d'obtenir une répartition sensiblement uniforme des effets de la précontrainte.

(107) Dans un environnement agressif, il convient d'éviter les ouvertures et les réservations de mise en tension de la précontrainte, en face supérieure des dalles sous chaussée. Lorsque, exceptionnellement, des ouvertures et des réservations sont prévues en face supérieure des dalles sous chaussée, il convient de prendre des mesures appropriées pour assurer la durabilité.

NOTE

Les règles complémentaires relatives à la disposition des ouvertures et des réservations en face supérieure des dalles sous chaussée à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale . La présente norme ne recommande aucune règle complémentaire.

(108) Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées au droit d'un joint de reprise ou dans un élément en béton (sur un bossage, dans une réservation ou intégralement à l'intérieur de l'élément), il convient de vérifier qu'une contrainte de compression résiduelle minimale d'au moins 3 MPa existe dans la direction de la force de précontrainte ancrée, sous combinaison fréquente de charges. Si cette condition

n'est pas remplie, il convient de prévoir des armatures de béton armé afin de reprendre les tractions locales exercées en amont de l'organe d'ancrage. Il n'est pas nécessaire de vérifier la condition de contrainte résiduelle minimale si l'armature de précontrainte est couplée par l'intermédiaire de l'organe d'ancrage considéré.

Section 9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

9.1 (1) <i>P</i>	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)
9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.1.2 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2) <i>P</i>
9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)	
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)	
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)	

9.1 Généralités

(103) Des sections minimales d'armatures sont prescrites afin d'empêcher une rupture fragile, de larges fissures et également pour résister à des efforts provenant d'actions gênées.

NOTE

Des règles complémentaires relatives à l'épaisseur minimale des éléments structuraux et à la mise en oeuvre d'un ferrailage minimal pour toutes les surfaces des éléments constitutifs des ponts, incluant des conditions de diamètre minimal et d'espacement maximal des barres, à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. La présente norme ne recommande aucune règle complémentaire.

9.2 Poutres

9.2.2 Armatures d'effort tranchant

(101) Il convient que les armatures d'effort tranchant forment un angle α compris entre 45° et 90° avec l'axe longitudinal de l'élément de structure.

NOTE

Les détails relatifs à la forme des armatures d'effort tranchant pouvant être utilisée dans un pays donné peuvent être fournis par son Annexe Nationale . Les formes recommandées sont les suivantes :

- cadres, étriers et épingles entourant les armatures longitudinales tendues et la zone comprimée (voir Figure 9.5 de l'EN 1992-1-1) ;
- barres relevées ;
- ou une combinaison des deux.

La clause (2) de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

9.5 Poteaux

9.5.3 Armatures transversales

(101) Il convient que le diamètre des armatures transversales (cadres, boucles ou armature en hélice) ne soit pas inférieur à ϕ_{\min} ou au quart du diamètre maximal des barres longitudinales, si cette valeur est supérieure. Il convient que le diamètre des fils du treillis soudé utilisé pour les armatures transversales ne soit pas inférieur à $\phi_{\min, \text{mesh}}$.

NOTE

Le diamètre minimal des armatures transversales à utiliser dans un pays donné peut être fourni par son Annexe Nationale . Les valeurs recommandées sont $\phi_{\min} = 6$ mm et $\phi_{\min, \text{mesh}} = 5$ mm.

9.7 Poutres-cloisons

(102) Il convient de limiter la distance entre deux barres adjacentes du treillis à s_{mesh} .

NOTE

L'espacement maximal des barres adjacentes à utiliser dans un pays donné peut être fourni par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de s_{mesh} est l'épaisseur de l'âme ou 300 mm, si cette valeur est inférieure.

9.8 Fondations

9.8.1 Semelles en tête de pieux

(103) Il convient de concentrer les armatures principales tendues résistant aux effets des actions dans les zones situées entre têtes de pieux. Il convient de prévoir un diamètre minimal de barres d_{\min} . Si l'aire de la section de ces armatures est au moins égale au ferrailage minimal requis, on peut omettre les barres réparties uniformément le long de la surface inférieure de l'élément.

NOTE

La valeur de d_{\min} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée est 12 mm.

9.10 Chaînages

Cette clause de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

Section 10 Règles additionnelles pour les éléments et les structures préfabriqués en béton

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

10.1.1	10.9.1 (2)	10.9.4.1 (3)P	10.9.5.1 (2)P
10.2 (1)P	10.9.2 (1)	10.9.4.1 (4)P	10.9.5.1 (3)
10.2 (2)	10.9.2 (2)	10.9.4.2 (1)P	10.9.5.1 (4)P
10.2 (3)	10.9.3 (1)P	10.9.4.2 (2)P	10.9.5.1 (5)P
10.3.1.1 (1)	10.9.3 (2)P	10.9.4.2 (3)	10.9.5.2 (1)
10.3.1.1 (2)	10.9.3 (3)P	10.9.4.3 (1)	10.9.5.2 (2)
10.3.1.1 (3)	10.9.3 (4)	10.9.4.3 (2)	10.9.5.2 (3)
10.3.1.2 (1)	10.9.3 (5)	10.9.4.3 (3)	10.9.5.3 (1)P
10.3.1.2 (2)	10.9.3 (6)	10.9.4.3 (4)	10.9.5.3 (2)P
10.3.1.2 (3)	10.9.3 (7)	10.9.4.3 (5)	10.9.5.3 (3)P
10.3.2.2 (1)P	10.9.3 (8)	10.9.4.3 (6)	10.9.6.1 (1)P
10.3.2.2 (2)	10.9.3 (9)	10.9.4.4 (1)	10.9.6.2 (1)
10.5.1 (1)P	10.9.3 (10)	10.9.4.5 (1)P	10.9.6.2 (2)
10.5.1 (2)	10.9.3 (11)	10.9.4.5 (2)	10.9.6.2 (3)
10.5.1 (3)	10.9.3 (12)	10.9.4.6 (1)	10.9.6.3 (1)
10.5.2 (1)	10.9.4.1 (1)P	10.9.4.7 (1)	10.9.6.3 (2)
10.9.1 (1)	10.9.4.1 (2)P	10.9.5.1 (1)P	10.9.6.3 (3)

10.1 Généralités

(101)P Les règles de la présente Section s'appliquent aux structures réalisées partiellement ou entièrement en éléments préfabriqués en béton et viennent en complément des règles des autres sections. D'autres sujets, liés aux dispositions constructives, à la production et à l'assemblage, sont couverts par des Normes de Produits spécifiques.

10.9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières

10.9.7 Chaînages

Cette clause de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

Section 11 Structures en béton de granulats légers

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

11.1 (1)P	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	11.6.4.2 (1)
11.1.1 (1)P	11.3.2 (2)	11.4.1 (1)	11.6.4.2 (2)
11.1.1 (2)P	11.3.3 (1)	11.4.2 (1)P	11.6.5 (1)
11.1.1 (3)	11.3.3 (2)	11.5.1	11.6.6 (1)
11.1.1 (4)P	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)P
11.1.2 (1)P	11.3.4 (1)	11.6.1 (2)	11.8.1 (1)
11.2 (1)P	11.3.5 (1)P	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)P	11.3.5 (2)P	11.6.3.1 (1)	11.10 (1)P
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)	11.6.4.1 (1)	
11.3.1 (3)	11.3.6 (2)	11.6.4.1 (2)	

11.9 Dispositions constructives relatives aux éléments et règles particulières

(101) Il convient normalement de limiter à 32 mm le diamètre des barres noyées dans les bétons de granulats légers. Il convient par ailleurs de ne pas utiliser de paquets constitués de plus de deux barres et de limiter le diamètre équivalent à 45 mm.

NOTE

L'utilisation des paquets de barres dans un pays donné peut être limitée par son Annexe Nationale .

Section 12 Structures en béton non armé ou faiblement armé

Toutes les clauses de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

Section 113 Calcul des phases d'exécution

113.1 Généralités

(101) Pour les ponts construits par phases, il convient de tenir compte de la méthode de construction dans les calculs dans les cas suivants :

- a. Lorsque des efforts, autres que ceux qui s'appliquent sur la structure finie, sont appliquées sur une section quelconque de la structure au cours des phases de construction (par exemple mise en place d'un tablier par poussage, piles des ponts construits par encorbellements).
- b. Lorsque la redistribution des efforts due aux effets différés a pour origine des modifications du schéma statique de la structure au cours de la construction (par exemple ponts continus dont la construction s'effectue par travées successives sur cintre ou par encorbellements).
- c. Lorsque la redistribution des contraintes due aux effets différés a pour origine des modifications apportées aux sections de la structure au cours de la construction (par exemple tabliers constitués de poutres préfabriquées et d'une dalle coulée en place).
- d. Lorsque les phases de construction ou de bétonnage peuvent avoir une influence sur : la stabilité de la structure en cours de construction, les efforts dans la structure finie ou sa géométrie.

(102) Pour les structures qui relèvent des cas a) à d) du (101), il convient de vérifier les états limites de service et les états limites ultimes au cours des phases de construction.

(103) Pour les structures qui relèvent des cas b) ou c) du (101), il convient de déterminer les valeurs à long terme des efforts ou des contraintes à partir d'une analyse des effets de la redistribution. Ces calculs peuvent utiliser des méthodes pas à pas ou des méthodes approchées.

(104) Pour les structures qui relèvent du cas d) du (101), il convient d'indiquer les phases et les procédures de construction ou de bétonnage sur les plans ou de les détailler dans un document relatif au procédé de construction.

113.2 Actions en cours d'exécution

(101) Les actions à prendre en compte en situation d'exécution sont spécifiées dans l'EN 1991-1-6 et ses annexes.

(102) Pour la vérification de l'état limite ultime d'équilibre statique des ponts construits par encorbellements successifs, il convient de tenir compte du déséquilibre induit par la pression du vent. Il convient de prendre en compte une pression ascendante ou une pression horizontale d'au moins $x \text{ N/m}^2$ agissant sur l'un des demi-fléaux.

NOTE

La valeur de x à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur caractéristique recommandée de x est 200 N/m^2 .

(103) Pour la vérification des états limites ultimes des ponts construits par encorbellements successifs à voussoirs coulés en place, il convient de prendre en compte une action accidentelle incluant les effets dynamiques due à la chute d'un coffrage. La chute peut se produire au cours de toute phase de construction (déplacement de l'équipage mobile, bétonnage, etc.).

(104) Pour les ouvrages à voussoirs préfabriqués construits par encorbellements successifs, il convient de prendre en compte la chute accidentelle d'un voussoir.

(105) Dans le cas des tabliers poussés, il convient de prendre en compte les déformations imposées.

113.3 Critères de vérification

113.3.1 Etats-limites ultimes

(101) Voir l'EN 1992-2 Section 6 .

113.3.2 Etats-limites de service

(101) Il convient de faire les mêmes vérifications pour les phases d'exécution que pour la structure finie, avec les exceptions suivantes.

(102) Les critères d'aptitude au service, pour la structure finie, peuvent ne pas être appliqués aux phases d'exécution, pourvu que la durabilité et l'aspect de la structure finie ne soient pas affectés (déformations, par exemple).

(103) En situation d'exécution, des contraintes de traction inférieures à $k.f_{ctm}(t)$ sous combinaison quasi-permanente sont admises, même pour des ponts ou des éléments de ponts pour lesquels la vérification de l'état-limite de décompression en situation d'exploitation s'effectue sous combinaison quasi-permanente ou fréquente.

NOTE

La valeur de k à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale . La valeur recommandée de k est 1,0.

(104) Pour les ponts ou éléments de ponts pour lesquels la vérification de l'état limite de fissuration en situation d'exploitation s'effectue sous combinaison fréquente, il convient d'effectuer cette vérification sous combinaison quasi-permanente en situation d'exécution.

Annexe A (informative) Modification des coefficients partiels relatifs aux matériaux

Toutes les clauses de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

Annexe B (informative) Déformations dues au fluage et au retrait

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent pour un béton courant, à l'exception des sections particulièrement épaisses (voir ci-dessous).

B.1 (1)

B.1 (2)

B.1 (3)

B.2 (1)

La clause B.103 s'applique spécifiquement au béton à haute performance, composé de ciment de classe R, de classe de résistance supérieure à C50/60, avec ou sans fumées de silice. En général, les méthodes données en B.103 sont préférables à celles de l'EN 1992-1-1 pour les bétons cités ci-dessus et pour les éléments épais, pour lesquels la cinétique du fluage propre et du fluage de dessiccation sont complètement différents. Il convient de noter que les recommandations de la présente Annexe ont été vérifiées par des essais et des mesures in situ.

NOTE

Pour une documentation de référence, on peut se reporter à :

- LE ROY R., DE LARRARD F., PONS G. (1996) The AFREM code type model for creep and shrinkage of high performance concrete.
- TOUTLEMONDE F., DE LARRARD F., BRAZILLIER D. (2002) Structural application of HPC : a survey of recent research in France.
- LE ROY R., CUSSAC J.M., MARTIN O. (1999) Structures sensitive to creep: from laboratory experimentation to structural design – The case of the Avignon high-speed rail viaduct.

B.100 Généralités

(101) La présente Annexe peut être utilisée pour calculer le fluage et le retrait, y compris leur évolution en fonction du temps. Les valeurs expérimentales types peuvent toutefois présenter une dispersion de ± 30 % par rapport aux valeurs de fluage et de retrait estimées conformément à la présente Annexe. Lorsque la sensibilité de la structure au fluage et/ou retrait requiert une plus grande précision, il convient d'effectuer une évaluation expérimentale de ces effets et de l'évolution des déformations différées en fonction du temps. La clause B.104 comprend les recommandations relatives à la détermination expérimentale des coefficients de fluage et de retrait.

(102) La clause B.103 définit une méthode alternative pour l'évaluation du fluage et du retrait dans le cas du béton à haute résistance ($f_{ck} > 50$ MPa) (BHP). Cette méthode alternative tient compte de l'effet de l'adjonction de fumée de silice et améliore de manière significative la précision de la prévision.

(103) Par ailleurs, les expressions relatives au fluage définies dans les clauses B.1 et B.103 sont valables lorsque la valeur moyenne de la résistance du béton, mesurée sur cylindre, au moment du chargement $f_{cm}(t_0)$ est supérieure à $0,6 f_{cm}$ ($f_{cm}(t_0) > 0,6 f_{cm}$).

Lorsque le chargement du béton doit être effectué plus tôt, avec un développement significatif de la résistance au début de la phase de chargement, il convient de déterminer spécifiquement le coefficient de fluage. Cette détermination est à fonder sur une approche expérimentale, et l'expression mathématique propre au fluage est à déterminer sur la base des recommandations indiquées en B.104.

(104) Les formules et les déterminations expérimentales du fluage et du retrait sont fondées sur des données collectées sur des périodes limitées. L'extrapolation de tels résultats pour des évaluations à très long terme (par exemple un siècle) conduit à l'introduction d'erreurs supplémentaires associées aux expressions mathématiques utilisées pour l'extrapolation. Lorsque la surestimation des déformations différées entraîne une augmentation de la sécurité, et lorsque le projet le justifie, il convient de multiplier le fluage et le retrait prévus sur la base des formules ou des déterminations expérimentales par un coefficient partiel, tel qu'indiqué en B.105.

B.103 Béton à haute résistance

(101) Dans le cas du béton à haute résistance (BHP), à savoir pour les classes de résistance du béton supérieures ou égales à C55/67, il convient d'utiliser le modèle décrit dans la présente clause afin d'obtenir des données expérimentales d'une plus grande cohérence, lorsque les informations nécessaires à l'utilisation du modèle sont disponibles. Dans le cas du BHP sans fumée de silice, le fluage est généralement plus important que ce que prévoient les expressions moyennes de B.1. Lorsque la proportion de granulats est inférieure à 67 %, ce qui est fréquent pour le béton auto-compactant, il convient de ne pas utiliser les expressions proposées dans cette clause sans vérification.

(102) Le modèle différencie les déformations observées sur le béton protégé de la dessiccation des déformations supplémentaires dues au séchage. La présente clause donne deux expressions pour le retrait et deux expressions pour le fluage. Les composantes des déformations différées sont les suivantes :

- retrait endogène,
- retrait de dessiccation,
- fluage propre,
- fluage de dessiccation.

Cette classification différencie les phénomènes régis par des mécanismes physiques différents. Le retrait endogène est associé au processus d'hydratation tandis que le retrait de dessiccation, provoqué par des échanges hydriques, est associé à l'environnement de la structure.

(103) Des formules spécifiques sont données pour le béton avec fumée de silice (BHPFS). Pour les besoins de la présente clause, le BHPFS est considéré comme du béton contenant une quantité de fumée de silice équivalente à au moins 5 % de la masse de ciment.

B.103.1 Retrait endogène

(101) Le degré d'hydratation régit la cinétique du retrait endogène. Par conséquent, le degré de développement de la résistance régit l'évolution du phénomène. Le rapport $f_{cm}(t)/f_{ck}$, représentant la maturité du béton au jeune âge, est choisi comme variable principale avant 28 jours. Le retrait semble négligeable pour une maturité inférieure à 0,1. Pour des bétons de plus de 28 jours, le temps est la variable qui régit l'évolution du retrait endogène.

Le modèle d'évaluation du retrait endogène est le suivant :

- pour $t < 28$ jours,

$$\begin{aligned} \text{si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 & \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0 \\ \text{si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 & \quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6} \end{aligned}$$

où ε_{ca} est le retrait endogène se produisant entre la prise et l'instant t . Lorsque cette résistance $f_{cm}(t)$ n'est pas connue, elle peut être évaluée conformément au 3.1.2 (6) de l'EN 1992-1-1.

- pour $t \geq 28$ jours,

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left[2,8 - 1,1 \exp(-t/96) \right] 10^{-6} \quad \dots \text{ (B.115)}$$

Par conséquent, conformément à ce modèle, 97 % du retrait endogène total se sont produits au bout de 3 mois.

B.103.2 Retrait de dessiccation

Les formules du B.103.2 s'appliquent pour des valeurs de RH inférieures ou égales à 80 %.

(101) L'expression relative au retrait de dessiccation est la suivante :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) \left[72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH \right] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2} \quad \dots \text{ (B.116)}$$

où :

$$K(f_{ck}) = 18 \quad \text{si } f_{ck} \leq 55 \text{ MPa}$$

$$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck} \quad \text{si } f_{ck} > 55 \text{ MPa.}$$

$$\beta_{cd} = \begin{cases} 0,007 & \text{pour le béton avec fumée de silice} \\ 0,021 & \text{pour le béton sans fumée de silice} \end{cases}$$

B.103.3 Fluage

Les formules du B.103.3 s'appliquent pour des valeurs de RH inférieures ou égales à 80 %.

(101) La déformation différée de fluage, $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, c'est-à-dire la somme du fluage propre et du fluage de dessiccation, est dépendante de la contrainte et peut être calculée par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} \left[\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0) \right] \quad \dots \text{ (B.117)}$$

B.103.4 Fluage propre

(101) Le coefficient de fluage propre, au temps infini, du béton avec fumée de silice s'avère dépendre de la résistance au chargement $f_{cm}(t_0)$. En outre, plus le béton est jeune au moment du chargement, plus la déformation se produit rapidement. Cette tendance n'est toutefois pas observée pour le béton sans fumée de silice. Pour ce matériau, on fait l'hypothèse que le coefficient de fluage demeure constant à une valeur moyenne de 1,4. Le terme cinétique est par conséquent fonction de la maturité, exprimée par la grandeur $f_{cm}(t)/f_{ck}$. L'équation est la suivante :

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t-t_0}}{\left[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc} \right]} \quad \dots \text{ (B.118)}$$

OU :

$$\varphi_{b0} = \begin{cases} \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} & \text{pour le béton avec fumée de silice} \\ 1,4 & \text{pour le béton sans fumée de silice} \end{cases} \quad \dots \text{ (B.119)}$$

et

$$\beta_{bc} = \begin{cases} 0,37 \exp \left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}} \right) & \text{pour le béton avec fumée de silice} \\ 0,4 \exp \left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}} \right) & \text{pour le béton sans fumée de silice} \end{cases} \quad \dots \text{ (B.120)}$$

B.103.5 Fluage de dessiccation

Les formules du B.103.5 s'appliquent pour des valeurs de RH inférieures ou égales à 80 %.

(101) Le fluage de dessiccation, qui est très faible pour le béton avec fumée de silice, est évalué par référence au retrait de séchage se produisant au cours de la même période. Le coefficient de fluage de dessiccation peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad \dots (B)$$

où :

$$\varphi_{d0} = \begin{cases} 1\ 000 & \text{pour le béton avec fumée de silice} \\ 3\ 200 & \text{pour le béton sans fumée de silice} \end{cases}$$

B.104 Procédure d'identification expérimentale

(101) Afin d'évaluer les déformations différées avec une plus grande précision, il peut être nécessaire d'identifier les paramètres inclus dans les modèles décrivant le fluage et le retrait sur la base de mesures expérimentales. La procédure suivante, fondée sur la détermination expérimentale des coefficients modifiant les formules de B.103, peut être utilisée.

(102) Les données expérimentales peuvent être obtenues à partir d'essais de fluage et de retrait appropriés, tous deux effectués dans des conditions endogènes et de séchage. Il convient de réaliser les mesures dans des conditions contrôlées et de les consigner pendant une durée minimale de 6 mois.

B.104.1 Retrait endogène

(101) Le modèle de retrait endogène doit être scindé en deux parties :

- pour $t < 28$ jours,

$$\text{si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6}$$

Le paramètre β_{ca1} doit être choisi afin de réduire au minimum la somme des carrés des différences entre l'estimation du modèle et les résultats expérimentaux obtenus entre le début des mesures et à 28 jours.

- pour $t \geq 28$ jours,

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left[\beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp(-t/\beta_{ca4}) \right] 10^{-6} \quad \dots (B.123)$$

Les autres paramètres β_{ca2} , β_{ca3} , β_{ca4} , sont alors choisis en utilisant la même méthode.

B.104.2 Retrait de dessiccation

Les formules du B.104.2 s'appliquent pour des valeurs de RH inférieures ou égales à 80 %.

(101) L'expression pour le retrait de dessiccation est la suivante :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \frac{K(f_{ck}) \left[72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH \right] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} h_0^2} \quad \dots (B.124)$$

Les paramètres β_{cd1} , β_{cd2} doivent être choisis afin de réduire au minimum la somme des carrés des différences entre l'estimation du modèle et les résultats expérimentaux.

B.104.3 Fluage propre

(101) Deux paramètres doivent être identifiés, à savoir un paramètre global β_{cd1} qui est appliqué à l'ensemble de l'expression relative au fluage propre :

$$\varphi_b(t, t_0) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t-t_0}}{\left[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc} \right]} \quad \dots \text{ (B.125)}$$

et le paramètre β_{bc2} inclus dans β_{bc} :

$$\beta_{bc} = \begin{cases} \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{pour le béton avec fumée de silice} \\ \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{pour le béton sans fumée de silice} \end{cases} \quad \dots \text{ (B.126)}$$

Ces deux paramètres doivent être déterminés en réduisant au minimum la somme des carrés des différences entre l'estimation du modèle et les résultats expérimentaux.

B.104.4 Fluage de dessiccation

Les formules du B.104.4 s'appliquent pour des valeurs de RH inférieures ou égales à 80 %.

(101) Seul le paramètre global φ_{d0} doit être identifié :

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} \left[\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0) \right] \quad \dots \text{ (B.127)}$$

Ce paramètre doit être déterminé en rendant minimale la somme des carrés des différences entre l'estimation du modèle et les résultats expérimentaux.

B.105 Estimation des déformations différées à long terme

(101) Les formules et les déterminations expérimentales du fluage et du retrait sont fondées sur des données collectées sur des périodes limitées. L'extrapolation de tels résultats pour des évaluations à très long terme (par exemple un siècle) conduit à l'introduction d'erreurs supplémentaires associées aux expressions mathématiques utilisées pour l'extrapolation.

(102) Les formules indiquées en B.1 , B.2 et B.103 de la présente Annexe fournissent une estimation moyenne satisfaisante des déformations différées extrapolées à long terme. Toutefois, lorsque la surestimation des déformations différées entraîne une augmentation de la sécurité, et lorsque le projet le justifie, il convient de multiplier le fluage et le retrait prévus sur la base des formules ou des déterminations expérimentales par un coefficient partiel.

(103) Il est possible d'inclure le facteur partiel γ_{ft} suivant, afin de tenir compte de l'incertitude concernant les déformations différées réelles du béton à long terme (c'est-à-dire l'incertitude liée à la validité de l'extrapolation des formules mathématiques issues des mesures du fluage et du retrait sur une période relativement courte). Les valeurs de γ_{ft} sont données dans le Tableau B.101 :

t (âge du béton pour l'estimation des déformations différées)	γ_{lt}
$t < 1$ an	1
$t = 5$ ans	1,07
$t = 10$ ans	1,1
$t = 50$ ans	1,17
$t = 100$ ans	1,20
$t = 300$ ans	1,25

Tableau B.101 Coefficient partiel pour l'extrapolation à long terme des déformations différées, le cas échéant

ce qui correspond à l'expression mathématique suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq 1 \text{ an} \\ t \geq 1 \text{ an} \end{array} \right. \quad \gamma_{lt} = \begin{cases} 1 \\ 1 + 0,1 \log \left(\frac{t}{t_{\text{ref}}} \right) \end{cases} \quad \text{où} \quad t_{\text{ref}} = 1 \text{ an} \quad \dots \text{ (B.128)}$$

Pour le béton âgé de moins de un an, les Expressions (B.1) , (B.2) et (B.103) peuvent être utilisées directement, dans la mesure où elles correspondent à la durée des essais servant à l'étalonnage des formules.

Pour le béton âgé de un an ou plus, et donc particulièrement pour les évaluations à long terme des déformations, les valeurs données par les Expressions (B.1) et (B.11) de l'EN 1992-1-1 et les Expressions (B.116) et (B.118) du présent document (amplitude des déformations différées au temps t) doivent être multipliées par γ_{lt} .

Annexe C (normative) Propriétés des armatures de béton armé compatibles avec l'utilisation du présent Eurocode

Toutes les clauses de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

Annexe D (informative) Méthode de calcul détaillée des pertes de précontrainte par relaxation

Toutes les clauses de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

Annexe E (informative) Classes indicatives de résistance pour la durabilité

Toutes les clauses de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

Annexe F (informative) Expressions pour le calcul des armatures tendues dans les situations de contraintes planes

NOTE

La convention de signes utilisée dans la présente Annexe est identique à celle de l'EN 1992-1-1 et est différente de celle utilisée en 6.9, à l'Annexe LL et à l'Annexe MM de la présente norme.

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

F.1 (1)

F.1 (2)

F.1 (3)

F.1 (5)

F.1 Généralités

(104) Lorsque σ_{Edy} est une traction ou que $\sigma_{\text{Edx}} \cdot \sigma_{\text{Edy}} \leq \tau_{\text{Edxy}}^2$, des armatures sont à prévoir.

Les armatures de béton armé optimales, correspondant à $\theta = 45^\circ$, représentées par l'indice supérieur ', et la contrainte dans le béton correspondante, sont déterminées par :

- Pour $\sigma_{\text{Edx}} \leq |\tau_{\text{Edxy}}|$

$$f'_{\text{tdx}} = |\tau_{\text{Edxy}}| - \sigma_{\text{Edx}} \quad \dots \text{ (F.2)}$$

$$f'_{\text{tdy}} = |\tau_{\text{Edxy}}| - \sigma_{\text{Edy}} \quad \dots \text{ (F.3)}$$

$$\sigma_{\text{cd}} = 2|\tau_{\text{Edxy}}| \quad \dots \text{ (F.4)}$$

- Pour $\sigma_{\text{Edx}} > |\tau_{\text{Edxy}}|$

$$f'_{\text{tdx}} = 0 \quad \dots \text{ (F.5)}$$

$$f'_{\text{tdy}} = \frac{\tau_{\text{Edxy}}^2}{\sigma_{\text{Edx}}} - \sigma_{\text{Edy}} \quad \dots \text{ (F.6)}$$

$$\sigma_{\text{cd}} = \sigma_{\text{Edx}} \left(1 + \left(\frac{\tau_{\text{Edxy}}}{\sigma_{\text{Edx}}} \right)^2 \right) \quad \dots \text{ (F.7)}$$

Il convient de vérifier la contrainte dans le béton, σ_{cd} , avec une modélisation réaliste des sections fissurées (voir 6.109 « Eléments de plaque » de l'EN 1992-2).

NOTE

On obtient la quantité minimale d'armatures si les directions de celles-ci sont parallèles aux directions des contraintes principales.

À défaut, dans le cas général, les armatures qui sont nécessaires, ainsi que la contrainte dans le béton, peuvent être déterminées par :

$$f_{\text{tdx}} = |\tau_{\text{Edxy}}| \cot \theta - \sigma_{\text{Edx}} \quad \dots \text{ (F.8)}$$

$$f_{\text{tdy}} = |\tau_{\text{Edxy}}| / \cot \theta - \sigma_{\text{Ed}} \quad \dots \text{ (F.9)}$$

$$\sigma_{\text{cd}} = |\tau_{\text{Edxy}}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad \dots \text{ (F.10)}$$

où θ est l'angle de la contrainte principale de compression dans le béton par rapport à l'axe des x .

NOTE

Il convient de choisir la valeur de $\cot \theta$ de façon à éviter des valeurs de compression pour f_{td} .

Afin d'éviter des fissures inacceptables aux ELS, et d'assurer la capacité de déformation requise aux ELU, il convient de limiter les sections des armatures obtenues pour chaque direction à partir des Expressions (F.8) et (F.9) dans la fourchette de la moitié à deux fois les sections d'armatures données par les Expressions (F.2) et (F.3) ou (F.5) et (F.6). Ces limitations sont exprimées par

$$\frac{1}{2}f_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f_{tdx} \quad \text{et} \quad \frac{1}{2}f_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f_{tdy} .$$

Annexe G (informative) Interaction sol-structure

Toutes les clauses de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

Annexe H (informative) Effets globaux du second ordre sur les structures

Cette Annexe de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

Annexe I (informative) Analyse des planchers-dalles et des voiles de contreventement

I.1 Planchers-dalles

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

I.1.1 (1)

I.1.2 (1)

I.1.2 (3)

I.1.1 (2)

I.1.2 (2)

I.1.2 Analyse par portiques équivalents

Les clauses (4) et (5) de l'EN 1992-1-1 ne s'appliquent pas.

I.1.3 Disposition irrégulière des poteaux

Cette clause de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

I.2 Voiles de contreventement

Cette clause de l'EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

Annexe J (informative) Dispositions constructives pour des cas particuliers

Les clauses suivantes de l'EN 1992-1-1 s'appliquent.

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5)
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2(4)	J.3 (3)	

J.104 Pressions localisées

J.104.1 Zones d'appui des ponts

(101) Il convient de concevoir les zones d'appui des ponts conformément aux règles définies dans la présente clause, en complément de celles définies en 6.5 et 6.7 de l'EN 1992-1-1.

(102) Il convient que la distance entre le bord de l'aire chargée et le bord libre de la section de béton ne soit pas inférieure à 1/6 de la dimension correspondante de la zone chargée, mesurée dans la même direction. Il convient, qu'en aucun cas, la distance par rapport au bord libre ne soit inférieure à 50 mm.

(103) Pour les classes de béton supérieures ou égales à C55/67, il convient de remplacer f_{cd} dans l'Expression (6.63) de l'EN 1992-1-1 par

$$\frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}$$

(104) Il convient, pour éviter toute rupture de coin par glissement, de disposer des armatures uniformément réparties parallèlement à la face chargée jusqu'au niveau où les contraintes locales de compression sont diffusées. Ce niveau est déterminé de la manière suivante : tracer une ligne selon un angle d'inclinaison θ (30°) par rapport à la direction d'application de la charge, à partir du nu extérieur de la section jusqu'au bord opposé de la surface chargée, tel que représenté à la Figure J.107. Les armatures destinées à éviter la rupture de coin par glissement doivent être correctement ancrées.

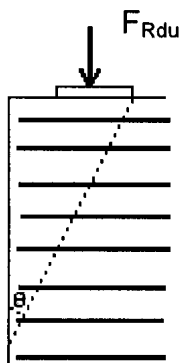


Figure J.107 Schéma de rupture de coin par glissement

(105) Il convient de calculer les armatures destinées à éviter toute rupture de coin par glissement (A_r) conformément à l'expression : $A_r f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$.

J.104.2 Zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension

(101) Les règles suivantes s'appliquent en complément de celles définies en 8.10.3 de l'EN 1992-1-1 pour le calcul des zones d'ancrage, lorsque deux armatures de précontrainte ou plus sont ancrées.

(102) Il convient de vérifier la contrainte d'appui en aval des plaques d'ancrage de la manière suivante :

- La distance minimale entre l'axe de la pièce d'ancrage et le bord du béton ne doit pas être inférieure à celle spécifiée dans l'Agrément Technique Européen approprié. Cette valeur minimale dépend de la résistance du béton au moment de la mise en tension.
- Les armatures destinées à prévenir tout écrasement et tout éclatement dans les zones d'ancrage sont déterminées à partir d'un prisme de béton rectangulaire, appelé prisme de première régularisation, situé derrière chaque pièce d'ancrage. La section du prisme associé à chaque pièce d'ancrage est appelée rectangle associé. Ce dernier, qui a le même centre et les mêmes axes de symétrie que la plaque d'ancrage (qui a généralement deux axes de symétrie) doit satisfaire l'équation :

$$\frac{P_{\max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad \dots \text{ (J.101)}$$

où :

- P_{\max} est la force maximale appliquée à l'armature de précontrainte conformément au 5.10.2.1 de l'EN 1992-1-1 ;
- c, c' sont les dimensions du rectangle associé ;
- $f_{ck}(t)$ est la résistance du béton au moment de la mise en tension.

Le rectangle associé doit avoir approximativement le même rapport de forme que la plaque d'ancrage. Cette exigence est satisfaite si c/a et c'/a' ne sont pas supérieures à

$$1,25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$$

où a et a' sont les dimensions du plus petit rectangle comprenant la plaque d'ancrage.

- Il convient que les rectangles associés aux pièces d'ancrages situées dans la même section demeurent à l'intérieur du béton et ne se chevauchent pas.
- Le « prisme de première régularisation » représente de manière approximative le volume de béton dans lequel les contraintes, caractérisées au départ par des valeurs très élevées immédiatement en aval de la plaque d'ancrage, évoluent vers une valeur raisonnable pour le béton soumis à une compression uniaxiale. L'axe du prisme est considéré comme l'axe de l'armature de précontrainte, sa base est le rectangle associé et sa hauteur en aval de la pièce d'ancrage est égale à $1,2 \max(c, c')$. Les prismes associés à différentes pièces d'ancrage peuvent se chevaucher (ceci peut se produire lorsque les armatures de précontrainte ne sont pas parallèles), mais il convient qu'ils demeurent à l'intérieur du béton.

(103) Il convient que la section des armatures destinées à prévenir tout écrasement et tout éclatement, dans chaque prisme de régularisation (tel que défini dans la clause (102) ci-dessus) ne soit pas inférieure à :

$$A_s = 0,15 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \quad \text{avec} \quad \gamma_{p,unfav} \geq 1,20 \quad \dots \text{ (J.102)}$$

où P_{\max} est la force maximale appliquée à l'armature de précontrainte conformément au 5.10.2.1 Expression (5.41) de l'EN 1992-1-1 et f_{yd} est la limite élastique de calcul de l'acier de béton armé.

Ces armatures sont à répartir dans chaque direction sur toute la longueur du prisme. La section des armatures de surface au voisinage de la face chargée ne doit pas être inférieure à

$$0,03 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$$

dans chaque direction.

(104) Il convient de disposer le ferrailage minimal issu de l'Agrément Technique Européen délivré pour le système de précontrainte. Il est recommandé de modifier la disposition de ces armatures si ces dernières sont utilisées pour reprendre les efforts de traction calculés conformément au 8.10.3 (4) de l'EN 1992-1-1.

Annexe KK (informative) Effets structurels induits par le comportement différé du béton

KK.1 Introduction

La présente Annexe décrit les différentes méthodes d'évaluation des effets structurels induits par le comportement différé du béton.

KK.2 Considérations générales

(101) Il convient, en règle générale, de prendre en compte les effets structurels induits par le comportement différé du béton, tels que l'évolution des déformations et/ou la redistribution des efforts, dans les conditions d'aptitude au service.

NOTE

Dans des cas particuliers (par exemple structures ou éléments de structure sensibles aux effets de second ordre ou structures pour lesquelles les sollicitations ne peuvent pas se redistribuer), les effets différés peuvent également avoir une influence aux ELU.

(102) Lorsque les contraintes de compression dans le béton sont inférieures à $0,45f_{ck}(t)$ sous combinaison quasi-permanente, une analyse structurelle linéaire et un modèle viscoélastique linéaire de vieillissement sont appropriés. Il convient de décrire le comportement différé du béton par le coefficient $\varphi(t, t_0)$ ou la fonction de fluage $J(t, t_0)$ ou, alternativement, par la fonction de relaxation $R(t, t_0)$.

Pour des contraintes de compression plus élevées, il convient de tenir compte des effets de la non-linéarité du fluage.

(103) L'analyse permettant d'évaluer, en fonction du temps, la déformation et les sollicitations des structures en béton armé ou précontraint en présence de liaisons rigides peut être effectuée en supposant que ces structures sont homogènes, et la variabilité limitée des propriétés du béton dans différentes zones de la structure peut être ignorée. Il convient de tenir compte dans l'évaluation de toute variation des rigidités des liaisons au cours des phases de construction ou pendant la durée d'utilisation de projet de la structure.

(104) Différents types d'analyse et leurs applications types sont présentés dans le Tableau KK.101.

Type d'analyse	Commentaire et application type
Méthode générale et méthode incrémentale	Il s'agit de méthodes générales applicables à toutes les structures. Ces méthodes sont particulièrement utiles pour une vérification des phase intermédiaires de construction des structures dont les propriétés varient avec la longueur (construction par encorbellements, par exemple).
Méthodes basées sur les théorèmes de la viscoélasticité linéaire	Méthodes applicables aux structures homogènes en présence de liaisons rigides.
Méthode du coefficient de vieillissement	Cette méthode est utile lorsqu'on ne doit vérifier que la répartition à long terme des efforts et des contraintes. Méthode applicable aux ponts à section composite (poutres préfabriquées et dalles de béton coulées en place).
Méthode du coefficient de vieillissement simplifiée	Méthode applicable aux structures soumises à des changements de conditions d'appui (construction travée par travée ou par encorbellements, par exemple).

Tableau KK.101 Type d'analyse

Toutes les méthodes décrites ci-dessus sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- Le fluage et le retrait sont pris en compte indépendamment l'un de l'autre.
- Pour chaque type de béton dans une section donnée, les propriétés moyennes du fluage et du retrait sont adoptées en ignorant les différences peu importantes entre différents emplacements.
- Le principe de superposition est valable pour l'évaluation de la déformation totale due aux actions appliquées à différents âges.

Les clauses suivantes décrivent succinctement les principaux détails de certaines de ces méthodes.

KK.3 Méthode générale

(101) La présente méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- a. L'équation fondamentale relative à la déformation différée du béton est la suivante :

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad \dots \text{(KK.101)}$$

Dans cette équation, le premier terme représente les déformations instantanées dues à une contrainte appliquée à t_0 . Le deuxième terme représente le fluage dû à cette contrainte. Le troisième terme représente la somme des déformations instantanées et de fluage dues à la variation des contraintes qui se produit à l'instant t_i . Le quatrième terme représente la déformation due au retrait.

- b. On suppose que les armatures de béton armé ont un comportement élastique sous l'application de charges instantanées. Lorsque la contrainte à laquelle sont soumises les armatures de précontrainte est supérieure à $0,5f_{pmax}$, il convient de prendre en compte la relaxation et un état de déformation variable correspondant à une historique des déformations.
- c. Il existe une adhérence parfaite entre le béton et les armatures adhérentes.
- d. Dans le cas d'éléments linéiques, les sections droites sont supposées rester planes après la déformation.
- e. L'équilibre et la compatibilité sont assurés.

(102) Le fluage du béton au droit de chaque section dépend de l'historique des contraintes. Une méthode pas à pas tient compte de cet historique. L'analyse structurale est effectuée à des intervalles de temps successifs en maintenant des conditions d'équilibre et de compatibilité, et en utilisant des propriétés des matériaux, effectives à l'instant considéré. La déformation est calculée à des intervalles de temps successifs en utilisant la variation de la contrainte dans le béton définie dans l'intervalle de temps précédent.

KK.4 Méthode incrémentale

(101) À l'instant t où la contrainte appliquée est σ , et où la déformation de fluage est $\varepsilon_{cc}(t)$, la déformation potentielle de fluage $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (c'est-à-dire la déformation de fluage qui serait obtenue au temps $t = \infty$, si la contrainte appliquée à l'instant t était maintenue constante) et la vitesse de fluage sont calculés théoriquement à partir de l'historique complet du chargement.

(102) La déformation potentielle de fluage à l'instant t peut être évaluée grâce au principe de superposition (pour les notations voir l'Expression (KK.101) et l'Annexe B de l'EN 1992-1-1) :

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma \varphi(\infty, t)}{dt E_c} \quad \dots \text{(KK.102)}$$

(103) À l'instant t , il est possible de définir un temps équivalent t_e de manière à obtenir, sous l'application d'une contrainte constante à partir de l'instant t_e , la même déformation de fluage et la même déformation potentielle de fluage ; t_e satisfait l'équation :

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad \dots \text{(KK.103)}$$

La vitesse de fluage à l'instant t peut ainsi être calculée en utilisant la courbe de fluage correspondant au temps équivalent :

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = \varepsilon_{\infty cc}(t) \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad \dots \text{(KK.104)}$$

(104) Lorsque $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$, c'est notamment le cas du retour de fluage, t_e est défini par rapport à la phase considérée et tient compte du changement de signe de la contrainte appliquée. L'équation obtenue est la suivante :

$$\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e) \quad \dots \text{(KK.105)}$$

$$\frac{d(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad \dots \text{(KK.106)}$$

où $\varepsilon_{ccMax}(t)$ est le dernier extremum de la déformation de fluage obtenue avant l'instant t .

KK.5 Application des théorèmes de la viscoélasticité linéaire

(101) Dans les structures comportant des liaisons rigides, il est possible d'évaluer les contraintes et les déformations initiales au moyen d'une analyse élastique de la structure dans laquelle le module d'élasticité est supposé constant.

(102) Les propriétés rhéologiques du béton sont totalement décrites par la fonction de fluage $J(t, t_0)$ et la fonction de relaxation $R(t, t_0)$, où :

- $J(t, t_0)$ représente la déformation totale dépendant des contraintes par unité de contrainte, c'est-à-dire la réponse, en terme de déformation, à l'instant « t » résultant d'une contrainte unité imposée maintenue constante appliquée à l'instant « t_0 » ;
- $R(t, t_0)$ représente la réponse, en terme de contrainte, à l'instant « t » résultant d'une déformation unité imposée maintenue constante appliquée à l'instant « t_0 ».

(103) Les contraintes élastiques ne sont pas modifiées par le fluage sous l'application d'actions directes (charges d'exploitation). Les déformations $D(t)$ peuvent être évaluées à l'instant « t » par intégration des incréments de déformation élastique multipliés par le coefficient de fluage $J(t, ?) \cdot E_c$:

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad \dots \text{(KK.107)}$$

$$D(t) = E_c \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \quad \dots \text{(KK.108)}$$

(104) Les déformations élastiques ne sont pas modifiées par le fluage sous l'application d'actions indirectes (déformations imposées). Les contraintes peuvent être évaluées à l'instant « t » par l'intégration des incréments de contrainte élastique multipliés par le coefficient de relaxation $R(t, ?)/E_c$:

$$D(t) = D_{el}(t_0) \quad \dots \text{(KK.109)}$$

$$S(t) = \frac{1}{E_c} \int_0^t R(t, \tau) dS_{el}(\tau) \quad \dots \text{(KK.110)}$$

(105) Dans une structure soumise à des charges d'exploitation constantes, dont la configuration statique initiale (101) est modifiée en une configuration finale (102) par l'introduction de liaisons supplémentaires à l'instant $t_1 \geq t_0$ (t_0 représentant l'âge de la structure au moment du chargement), la répartition des contraintes évolue pour $t > t_1$ et s'approche de celle correspondant à l'application des charges dans la configuration statique finale :

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \Delta S_{el,1} \quad \dots \text{(KK.111)}$$

où :

- $S_2(t)$ est la répartition des contraintes pour $t > t_1$ dans la structure avec liaisons modifiées ;
- $S_{el,1}$ est la répartition des contraintes élastiques dans la configuration statique initiale ;
- $\Delta S_{el,1}$ est la correction à appliquer à la solution élastique $S_{el,1}$ afin de satisfaire à la solution élastique relative à l'application des charges dans la configuration statique finale ;
- $\xi(t, t_0, t_1)$ est la fonction de redistribution

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad \dots \text{(KK.112)}$$

avec $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$

et $\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad \dots \text{(KK.113)}$

(106) Lorsque l'évolution entre la configuration statique initiale et la configuration finale s'effectue au moyen de plusieurs modifications de liaison à des instants $t_i \geq t_0$ différents, la variation des contraintes dues au fluage, par l'effet de l'application d'un groupe. Δn_j de liaisons additionnelles à l'instant t_j , est indépendante de l'historique des liaisons additionnelles précédemment introduites aux instants $t_i < t_j$, et dépend uniquement de l'instant t_j d'application des liaisons Δn_j :

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \Delta S_{el,i} \quad \dots \text{(KK.114)}$$

KK.6 Méthode du coefficient de vieillissement

(101) La méthode du coefficient de vieillissement permet de calculer au temps infini les variations des contraintes, déformations, sollicitations et flèches, dues au comportement différé du béton et de l'acier de précontrainte, sans recourir à une analyse temporelle. Au niveau d'une section, notamment, les variations de déformation longitudinale et de courbure dues au fluage, au retrait et à la relaxation, peuvent être déterminés à l'aide d'une procédure relativement simple.

(102) La déformation produite par les variations de contraintes avec le temps dans le béton peut être considérée comme étant celle qui serait obtenue du fait d'une augmentation de la contrainte appliquée et maintenue constante à partir d'un âge intermédiaire.

$$\int_{\tau=t_0}^t (1 + \varphi(t, \tau)) d\sigma(\tau) = \left(1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0) \right) \Delta \sigma_{t_0 \rightarrow t} \quad \dots \text{(KK.118)}$$

où χ est le coefficient de vieillissement. La valeur de χ peut être déterminée à tout instant, au moyen d'un calcul pas à pas, ou peut être prise égale à 0,80 pour $t = \infty$

La relaxation correspondant à une historique des déformations peut être évaluée, de manière simplifiée au temps infini, comme étant la relaxation correspondant à une longueur constante, multipliée par un coefficient de réduction de 0,80.

KK.7 Formules simplifiées

(101) Les sollicitations au temps t_{∞} peuvent être calculées pour les structures soumises à des modifications des conditions d'appui (construction travée par travée, construction par encorbellements, dénivellations d'appuis, etc.) en utilisant une méthode simplifiée. Dans ces cas et en première approximation, la répartition des sollicitations au temps t_{∞} peut être prise égale à :

$$S_{\infty} = S_0 + (S_c - S_0) \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + \chi \varphi(\infty, t_c)} \quad \dots \text{ (KK.119)}$$

où :

- S_0 représente les sollicitations en fin de construction ;
- S_c représente les sollicitations obtenues si la structure était construite sur cintre ;
- t_0 est l'âge du béton au moment de l'application de la charge ;
- t_c est l'âge du béton au moment du changement des conditions d'appui.

Annexe LL (informative) Eléments de plaque en béton

(101) La présente section s'applique aux éléments de plaque, comportant généralement huit composantes différentes de sollicitations. Ces huit composantes sont énumérées ci-dessous et présentées à la Figure LL.1 pour un élément de dimensions unitaires :

- 3 composantes d'effort de plaque n_{Edx} , n_{Edy} , $n_{Edxy} = n_{Edyx}$
- 3 composantes de flexion de plaque m_{Edx} , m_{Edy} , $m_{Edxy} = m_{Edyx}$
- 2 efforts de cisailement transversaux v_{Edx} , v_{Edy}

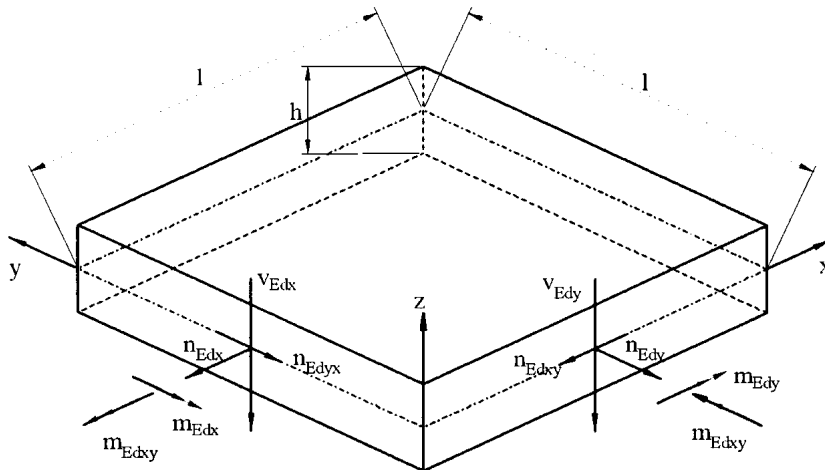


Figure LL.1 Eléments de plaque

(102) La première phase de la procédure de vérification consiste à déterminer si l'élément de plaque présente ou non des fissures.

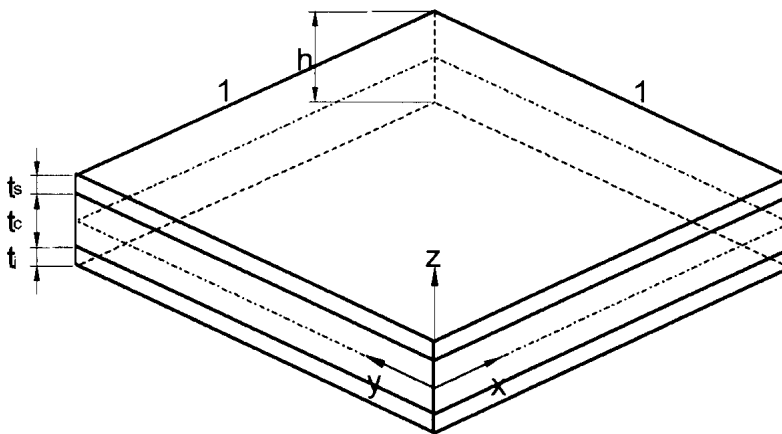


Figure LL.2 Modèle de type sandwich

(103) Dans le cas des éléments non fissurés, la seule vérification requise consiste à s'assurer que la contrainte principale minimale est inférieure à la résistance de calcul en compression f_{cd} . Il peut être approprié de prendre en compte l'état de compression multi-axiale dans la définition de f_{cd} .

(104) Dans le cas des éléments fissurés, il convient d'utiliser un modèle de type sandwich pour le calcul ou la vérification de l'élément de plaque.

(105) Le modèle de type sandwich identifie trois couches (Figure LL.2) : les deux couches extérieures résistent aux actions de la membrane dues à n_{Edx} , n_{Edy} , n_{Edxy} , m_{Edx} , m_{Edy} , m_{Edxy} ; et la couche intermédiaire résiste aux efforts tranchants v_{Edx} , v_{Edy} . Il convient de déterminer l'épaisseur des différentes couches par une méthode itérative (voir clauses (113) à (115)).

(106) Il convient de calculer la couche intermédiaire conformément au 6.2 , en tenant compte de l'effort tranchant principal, de sa direction principale et des armatures longitudinale dans cette direction (voir clauses (113) à (115)).

(107) Il convient, afin de déterminer la fissuration effective des éléments de plaque, de vérifier les contraintes principales à différents niveaux d'épaisseur de l'élément. Il convient, dans la pratique, de vérifier l'inégalité suivante :

$$\Phi = \alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \leq 0 \quad \dots \text{(LL.101)}$$

où :

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \quad \dots \text{(LL.102)}$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad \dots \text{(LL.103)}$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad \dots \text{(LL.104)}$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 \quad \dots \text{(LL.105)}$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1,4}} \quad \dots \text{(LL.106)}$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{1}{3} \arccos (c_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{pour} \quad \cos 3\theta \geq 0 \quad \dots \text{(LL.107)}$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos (-c_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{pour} \quad \cos 3\theta < 0$$

$$\beta = \frac{1}{3,7k^{1,1}} \quad \dots \text{(LL.108)}$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad \dots \text{(LL.109)}$$

$$c_1 = \frac{1}{0,7k^{0,9}} \quad \dots \text{(LL.110)}$$

$$c_2 = 1 - 6,8(k - 0,07)^2 \quad \dots \text{(LL.111)}$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \quad \dots \text{(LL.112)}$$

Si l'inégalité (LL.101) est satisfaite, l'élément est considéré comme non fissuré ; dans le cas contraire, il convient de considérer qu'il est fissuré.

(108) Lorsque l'élément de plaque est considéré comme étant fissuré, il est recommandé de déterminer les efforts appliqués aux couches extérieures du modèle de type sandwich selon les équations suivantes (Figures LL.3a et LL.3b).

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xs}}{z_x} + \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad \dots \text{ (LL.113)}$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xi}}{z_x} - \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad \dots \text{ (LL.114)}$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{ys}}{z_y} + \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad \dots \text{ (LL.115)}$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{yi}}{z_y} - \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad \dots \text{ (LL.116)}$$

$$n_{Edyxs} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxs}}{z_{yx}} - \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad \dots \text{ (LL.117)}$$

$$n_{Edyxi} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxi}}{z_{yx}} + \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad \dots \text{ (LL.118)}$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xys}}{z_{xy}} - \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad \dots \text{ (LL.119)}$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xyi}}{z_{xy}} + \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad \dots \text{ (LL.120)}$$

où :

- z_x et z_y représentent les bras de levier pour les moments fléchissants et les efforts normaux de la plaque ;
- y_{xs} , y_{xi} , y_{ys} , y_{yi} , représentent les distances comprises entre le centre de gravité des armatures de béton armé et le plan central de l'élément dans les directions x et y, par rapport aux efforts normaux et de flexion de la plaque ; par conséquent $z_x = y_{xs} + y_{xi}$ et $z_y = y_{ys} + y_{yi}$;
- y_{yxs} , y_{yxi} , y_{xys} , y_{xyi} , représentent les distances comprises entre le centre de gravité des armatures de béton armé et le plan central de l'élément, par rapport au couple de torsion et aux efforts tranchants de la plaque ; par conséquent $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$ et $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$;

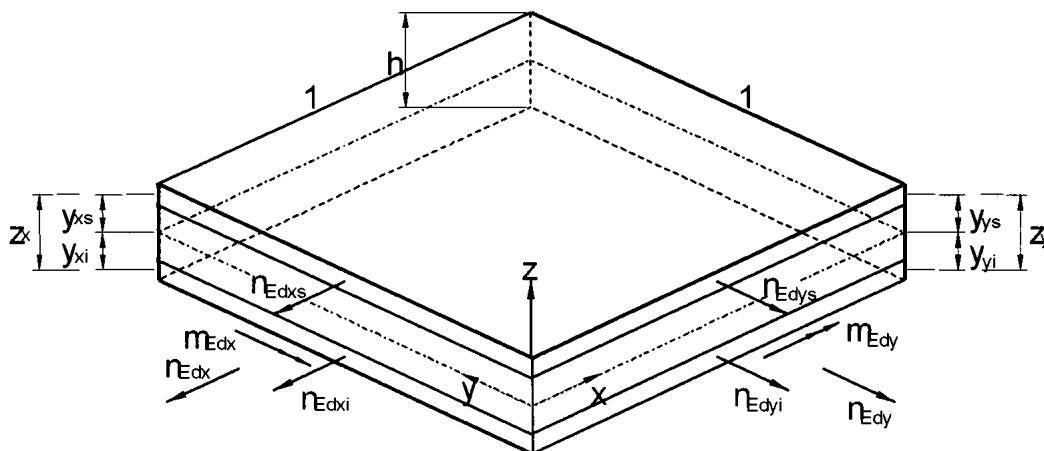


Figure LL.3a Efforts normaux et moments fléchissants dans la couche extérieure

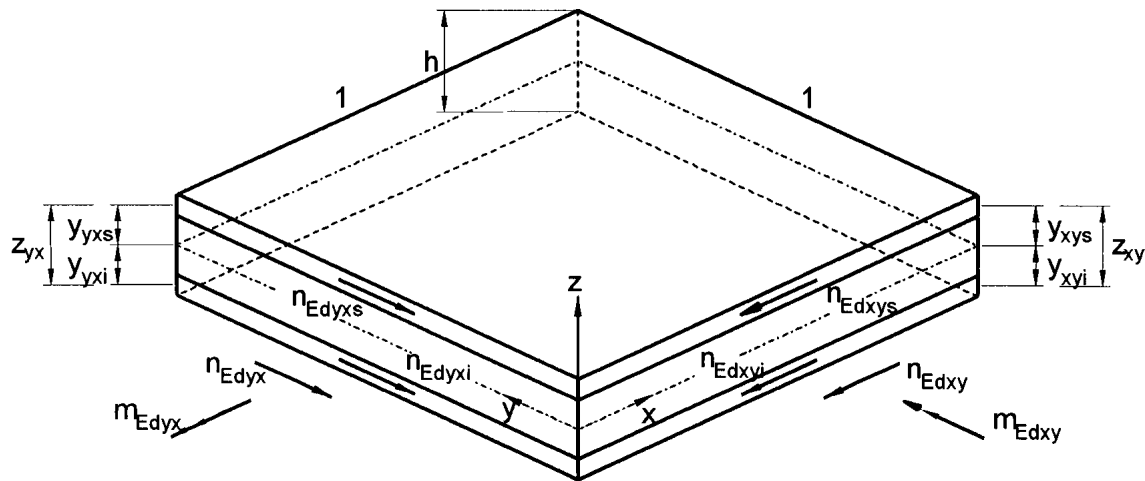


Figure LL.3b Actions de cisaillement de la plaque et moments de torsion dans la couche extérieure

Les efforts tranchants hors plan v_{Edx} et v_{Edy} sont appliqués à la couche intermédiaire avec le bras de levier, z_c , déterminé par rapport au centre de gravité des couches appropriées d'armatures.

(109) Pour le calcul de la couche intermédiaire, il convient d'évaluer l'effort tranchant principal v_{Edo} et sa direction φ_o de la manière suivante :

$$v_{Edo} = \sqrt{v_{Edx}^2 + v_{Edy}^2} \quad \dots \text{(LL.121)}$$

$$\tan \varphi_o = \frac{v_{Edy}}{v_{Edx}} \quad \dots \text{(LL.122)}$$

(110) Dans la direction de l'effort tranchant principal, l'élément de plaque se comporte comme une poutre et il convient par conséquent d'appliquer les règles de calcul appropriées. Il est recommandé d'appliquer notamment le 6.2.2 pour les éléments ne nécessitant pas d'armatures d'effort tranchant et le 6.2.3 pour les éléments nécessitant de telles armatures. Dans l'Expression (6.2.a) , il convient de déterminer ρ_1 comme suit :

$$\rho_1 = \rho_x \cos^2 \varphi_o + \rho_y \sin^2 \varphi_o \quad \dots \text{(LL.123)}$$

(111) Lorsque des armatures d'effort tranchant sont nécessaires, l'effort longitudinal résultant du modèle en treillis $V_{Edo} \cot \theta$ entraîne les efforts de plaque suivants dans les directions x et y :

$$n_{\text{Edyc}} = \frac{V_{\text{Edy}}^2}{V_{\text{Edo}}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.124)}$$

$$n_{\text{Edxyc}} = \frac{V_{\text{Edx}} V_{\text{Edy}}}{V_{\text{Edo}}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.125)}$$

$$n_{\text{Edxc}} = \frac{V_{\text{Edx}}^2}{V_{\text{Edo}}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.126)}$$

$$n_{\text{Edyxc}} = n_{\text{Edxyc}} = \frac{V_{\text{Edx}} V_{\text{Edy}}}{V_{\text{Edo}}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.127)}$$

(112) Il convient de dimensionner les couches extérieures comme des éléments de plaque, en utilisant les règles de calcul de la clause 6.109 et de l'Annexe F .

(113) La méthode simplifiée suivante peut généralement être choisie eu égard aux Figures LL.3a et LL.3b :

$$y_{\text{ns}} = y_{\text{xs}} = y_{\text{ys}} \quad \dots \text{ (LL.128)}$$

$$y_{\text{ni}} = y_{\text{xi}} = y_{\text{yi}} \quad \dots \text{ (LL.129)}$$

$$y_{\text{ts}} = y_{\text{xys}} = y_{\text{yxs}} \quad \dots \text{ (LL.130)}$$

$$y_{\text{ti}} = y_{\text{xyi}} = y_{\text{yxi}} \quad \dots \text{ (LL.131)}$$

$$z_{\text{x}} = z_{\text{y}} = z_{\text{n}} = y_{\text{ns}} + y_{\text{ni}} \quad \dots \text{ (LL.132)}$$

$$z_{\text{xy}} = z_{\text{yx}} = z_{\text{t}} = y_{\text{ts}} + y_{\text{ti}} \quad \dots \text{ (LL.133)}$$

La différence entre z_{n} et z_{t} peut généralement être négligée, en supposant que l'épaisseur des couches extérieures représente le double de l'enrobage du béton, par conséquent :

$$y_{\text{ns}} = y_{\text{ts}} = y_{\text{s}} \quad \dots \text{ (LL.134)}$$

$$y_{\text{ni}} = y_{\text{ti}} = y_{\text{i}} \quad \dots \text{ (LL.135)}$$

$$z_{\text{n}} = z_{\text{t}} = z \quad \dots \text{ (LL.136)}$$

(114) Sur la base des hypothèses ci-dessus, les efforts appliqués sur les couches extérieures peuvent être évalués comme suit :

a. lorsque aucune armature d'effort tranchant n'est requise pour reprendre v_{Edx} et v_{Edy}

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} \quad \dots \text{ (LL.137)}$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} \quad \dots \text{ (LL.138)}$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} \quad \dots \text{ (LL.139)}$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} \quad \dots \text{ (LL.140)}$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z - y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} \quad \dots \text{ (LL.141)}$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} \quad \dots \text{ (LL.142)}$$

b. lorsque des armatures d'effort tranchant sont nécessaires pour reprendre v_{Edx} et v_{Edy}

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.143)}$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.144)}$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.145)}$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.146)}$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z - y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.147)}$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad \dots \text{ (LL.148)}$$

(115) Si la vérification décrite en (112) ci-dessus n'est pas satisfaite, il convient d'appliquer l'un des modes opératoires suivants :

- augmenter l'enrobage et par conséquent réduire le bras de levier interne ;
- utiliser différentes valeurs pour z_n et z_t avec $z_n > z_t$; il convient alors d'additionner vectoriellement les contraintes dans le béton ;
- augmenter l'épaisseur de couche afin de satisfaire la vérification du béton et ne pas modifier la position de l'armature. Ceci entraîne un excentrement des armatures dans la couche, et par conséquent deux moments fléchissants internes, qu'il convient d'équilibrer dans l'élément de plaque. Dans ce type de situations, les sollicitations appliquées sur les armatures s'expriment comme suit :

$$n_{E_{ds}}^* = \left[n_{E_{ds}} \left(h - \frac{t_s}{2} - b'_i \right) + n_{E_{di}} \left(\frac{t_i}{2} - b'_i \right) \right] / (h - b'_i - b'_s) \quad \dots \text{(LL.149)}$$

$$n_{E_{di}}^* = n_{E_{ds}} + n_{E_{di}} - n_{E_{ds}}^* \quad \dots \text{(LL.150)}$$

où :

- t_s et t_i représentent l'épaisseur des couches, respectivement supérieure et inférieure ;
- $b'_{i,s}$ est la distance entre la surface extérieure de la couche et l'axe des armatures dans la couche.

Il convient de vérifier la couche intermédiaire afin de déterminer un effort tranchant hors plan supplémentaire correspondant à l'effort transmis entre les couches d'armatures.

Annexe MM (informative) Effort tranchant et flexion transversale

(101) L'interaction, au sein des âmes des caissons, entre l'effort tranchant longitudinal et la flexion transversale peut être déterminée à l'aide du modèle de type sandwich (voir Annexe LL). Les simplifications suivantes peuvent être introduites par rapport au modèle général pour les besoins de la présente application (Figure MM.1) :

- Il convient de considérer que l'effort tranchant longitudinal par unité de longueur a une valeur constante le long de Δx : $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$.
- Il convient de considérer que le moment fléchissant transversal par unité de longueur a une valeur constante le long de Δy : $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$.
- Il est supposé que la force longitudinale a une valeur constante sur la longueur Δy : $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$.
- Il convient de négliger, sur la longueur Δy , l'effort tranchant transversal dans l'âme, dû à la variation du moment fléchissant correspondant.

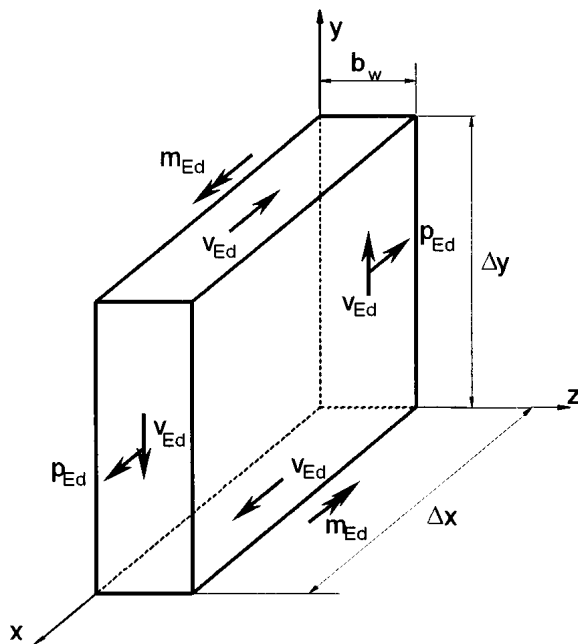


Figure MM.1 Sollicitations dans une âme

(102) Sur la base des hypothèses ci-dessus, le modèle de type sandwich comprend uniquement deux couches sur lesquelles agissent les contraintes suivantes (Figure MM.2) :

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad \dots \text{(MM.101)}$$

$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad \dots \text{(MM.102)}$$

$$\sigma_{\text{Edy1}} = \frac{m_{\text{Edx}}}{\left(b_w - (z_1 + z_2)/2\right) z_1} \quad \dots \text{ (MM.103)}$$

$$\sigma_{\text{Edy2}} = \frac{m_{\text{Edx}}}{\left(b_w - (z_1 + z_2)/2\right) z_2} \quad \dots \text{ (MM.104)}$$

$$\sigma_{\text{Edx1}} = p_d \frac{b_w - z_2}{\left(2b_w - z_1 - z_2\right) z_1} \quad \dots \text{ (MM.105)}$$

$$\sigma_{\text{Edx2}} = p_d \frac{b_w - z_1}{\left(2b_w - z_1 - z_2\right) z_2} \quad \dots \text{ (MM.106)}$$

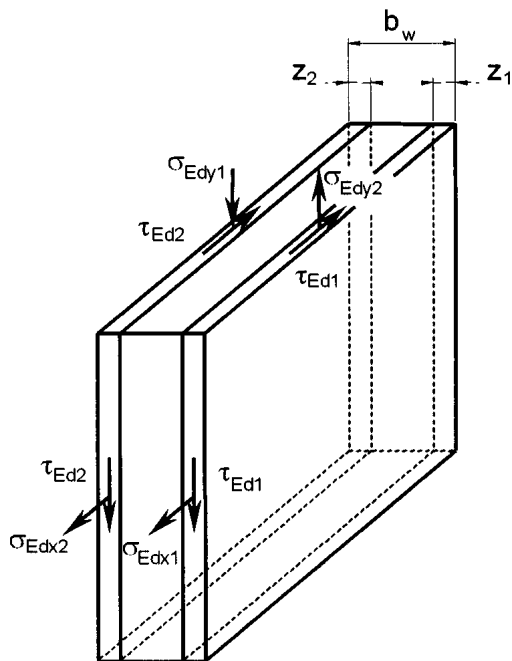


Figure MM.2 Modèle de type sandwich modifié

(103) Il convient de fonder le calcul des deux couches sur une méthode itérative, afin d'optimiser les épaisseurs z_1 et z_2 , en utilisant le mode opératoire donné en 6.109 et dans l'Annexe F ; différentes valeurs de l'angle θ_{el} et de l'angle θ peuvent être supposées pour les deux couches, bien qu'une valeur constante doive s'appliquer à chaque couche. Si le ferrailage résultant présente une excentricité entre les deux couches, il convient d'appliquer les Expressions (LL.149) et (LL.150) de l'Annexe LL.

(104) Lorsque l'effort longitudinal calculé est un effort de traction, il peut être procédé à la répartition des armatures le long de l'âme ou, alternativement, il peut être considéré que l'effort est transmis aux membrures tendue et comprimée ; une moitié de l'effort étant transmise à la membrure tendue et l'autre moitié étant transmise à la membrure comprimée.

(105) En l'absence d'effort longitudinal, les règles définies au 6.24 peuvent être utilisées comme simplification, mais il convient cependant d'ajouter les armatures de cisaillement aux armatures de flexion.

Annexe NN (informative) Etendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour les vérifications à la fatigue

NN.1 Généralités

(101) La présente Annexe fournit une méthode de calcul simplifiée des étendues de contrainte équivalentes vis-à-vis de l'endommagement pour la vérification à la fatigue des superstructures des ponts routiers et ferroviaires en béton. Cette méthode est fondée sur les modèles de charge de fatigue définis dans l'EN 1991-2 .

NN.2 Ponts routiers

NN.2.1 Acier de béton armé et de précontrainte

(101) Les valeurs données dans la présente clause s'appliquent uniquement au modèle de charge de fatigue 3 modifié par rapport à celui défini dans l'EN 1991-2 .

Pour le calcul des étendues de contrainte équivalentes vis-à-vis de l'endommagement destinées à la vérification de l'acier, les charges d'essieu du modèle de charge de fatigue 3 doivent être multipliées par les coefficients suivants :

- 1,75 pour une vérification au droit des appuis intermédiaires des ponts continus
- 1,40 pour une vérification dans d'autres zones.

(102) L'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour la vérification de l'acier doit être calculée selon l'équation :

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s \quad \dots \text{(NN.101)}$$

où :

- $\Delta\sigma_{s,Ec}$ est l'étendue de contraintes due au modèle de charge de fatigue 3 (conformément à l'EN 1991-2) avec une augmentation des charges d'essieu selon (101), sur la base de la combinaison de charges donnée au 6.8.3 de l'EN 1992-1-1 ;
- λ_s est le coefficient d'endommagement équivalent vis-à-vis de la fatigue, qui tient compte des conditions spécifiques au site, y compris le volume de trafic circulant sur le pont, la durée d'utilisation de projet et la portée de l'élément.

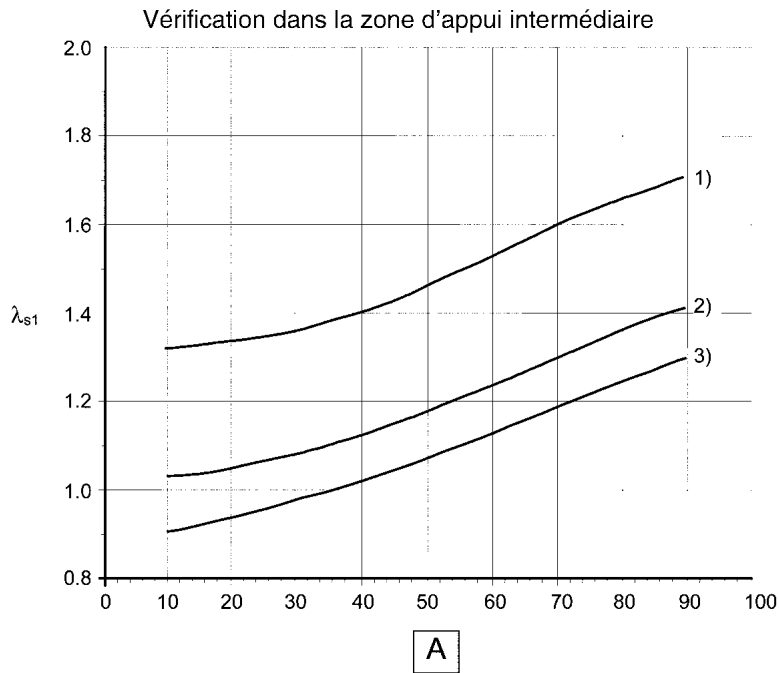
(103) Le coefficient de correction λ_s , comprend l'influence de la portée, du volume de trafic annuel, de la durée d'utilisation de projet, des différentes voies de circulation, du type de trafic et de la rugosité du revêtement, et peut être calculé de la manière suivante :

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad \dots \text{(NN.102)}$$

où :

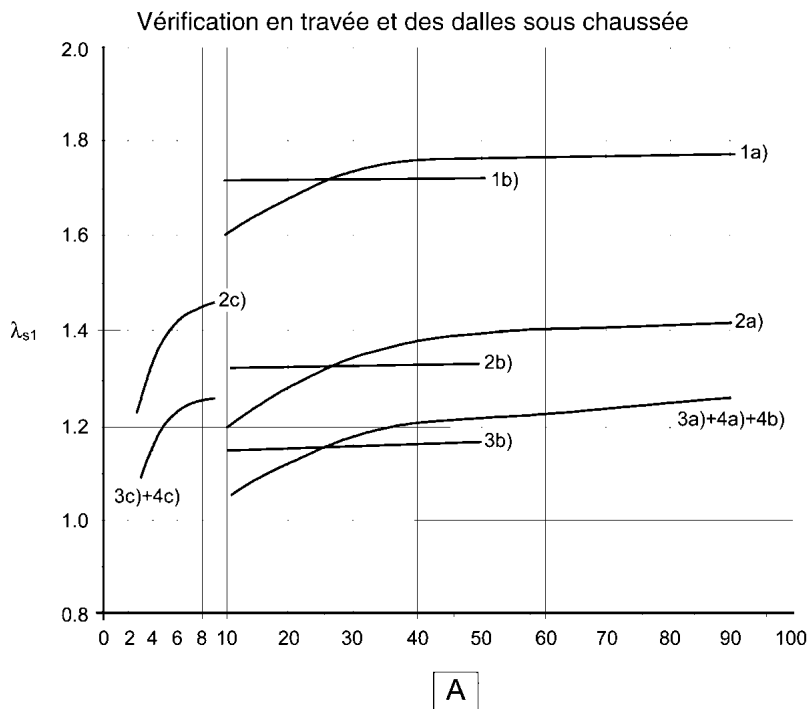
- $\lambda_{s,1}$ est un coefficient tenant compte du type d'élément (poutre continue, par exemple) et de l'effet préjudiciable du volume de trafic en fonction de la longueur critique de la ligne ou de la surface d'influence ;
- $\lambda_{s,2}$ est un coefficient tenant compte du volume de trafic ;
- $\lambda_{s,3}$ est un coefficient tenant compte de la durée d'utilisation de projet du pont ;
- $\lambda_{s,4}$ est un coefficient à appliquer lorsque l'élément structurel est chargé par au moins deux voies de circulation ;
- φ_{fat} est le coefficient de majoration dynamique dépendant de la rugosité du revêtement.

(104) La valeur $\lambda_{s,1}$ indiquée dans les Figures NN.1 et NN.2 tient compte de la longueur critique de la ligne d'influence et de la forme de la courbe S-N de fatigue.

**Légende**

- 1) Dispositifs de couplage
 - 2) Armatures de précontrainte court dans des gaines en acier
 - 3) — Acier de béton armé
 - Prétension (tous les éléments)
 - Post-tension :
 - torons dans des gaines de plas
 - armatures de précontrainte dro dans des gaines en acier
- A Longueur critique de la ligne d'influence [m]

Figure NN.1 Valeur $\lambda_{s,1}$ pour la vérification à la fatigue dans la zone d'appui intermédiaire

**Légende**

- 1) Dispositifs de couplage
 - 2) Armatures de précontrainte cou dans des gaines en acier
 - 3) — Acier de béton armé
 - Prétension (tous les éléments)
 - Post-tension :
 - toron dans des gaines de pla
 - armatures de précontrainte d dans des gaines en acier
 - 4) Armature d'effort tranchant
 - a) poutre continue
 - b) poutre à travée simple
 - c) dalle sous chaussée
- A Longueur critique de la ligne d'influence [m]

Figure NN.2 Valeur $\lambda_{s,1}$ pour la vérification à la fatigue en travée et pour celle des éléments locaux

(105) La valeur $\lambda_{s,2}$ caractérise l'influence du volume de trafic annuel et du type de trafic. Elle peut être calculée à l'aide de l'Expression (NN.103) :

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} k_2 \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad \dots \text{ (NN.103)}$$

où :

- N_{obs} est le nombre de poids-lourds par an conformément au Tableau 4.5 de l'EN 1991-2 ;
- k_2 est la pente de la courbe S-N de fatigue appropriée donnée dans les Tableaux 6.3N et 6.4N de l'EN 1992-1-1 ;
-

\bar{Q} est un coefficient applicable au type de trafic conformément au Tableau NN.1.

\bar{Q} — coefficient pour	Type de trafic (voir Tableau 4.7 de l'EN 1991-2)		
	Longue distance	Moyenne distance	Trafic local
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

Tableau NN.1 Coefficients applicables au type de trafic

(106) La valeur $\lambda_{s,3}$ caractérise l'influence de la durée d'utilisation de projet et peut être calculée à partir de l'Expression (NN.104) :

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}} \quad \dots \text{ (NN.104)}$$

où :

- N_{Years} est la durée d'utilisation de projet du pont.

(107) La valeur $\lambda_{s,4}$ caractérise l'influence des voies de circulation multiples et peut être calculée à partir de l'Expression (NN.105) :

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \quad \dots \text{ (NN.105)}$$

où :

- $N_{obs,i}$ est le nombre de poids-lourds attendus par an sur la voie i ;
- $N_{obs,1}$ est le nombre de poids-lourds circulant par an sur la voie lente.

(108) La valeur φ_{fat} est un coefficient de majoration dynamique de fatigue conformément à l'Annexe B de l'EN 1991-2.

NN.3 Ponts-rails

NN.3.1 Acier de béton armé et acier de précontrainte

(101) L'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement applicable à l'acier de béton armé et à l'acier de précontrainte doit être calculée conformément à l'Expression (NN.106) :

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71} \quad \dots \text{(NN.106)}$$

où :

- $\Delta\sigma_{s,71}$ est l'étendue de contraintes de l'acier due au modèle de charge 71 (et le cas échéant SW/0), en excluant toutefois λ conformément à l'EN 1991-2, placé dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré. Pour les structures comportant plusieurs voies de circulation, le modèle de charge 71 doit être appliqué sur deux voies au maximum ;
- λ_s est un coefficient de correction permettant de calculer l'étendue de contraintes équivalentes vis-à-vis de l'endommagement à partir de l'étendue de contraintes due à $\Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$;
- Φ est le coefficient dynamique conformément à l'EN 1991-2 .

(102) Le coefficient de correction λ_s , tient compte de la portée, du volume annuel de trafic, de la durée d'utilisation de projet et des différentes voies de circulation. La formule suivante permet de le calculer :

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad \dots \text{(NN.107)}$$

où :

- $\lambda_{s,1}$ est un coefficient prenant en compte le type d'élément (par exemple poutre continue) et l'effet préjudiciable du volume de trafic en fonction de la longueur critique de la ligne ou de la zone d'influence ;
- $\lambda_{s,2}$ est un coefficient qui tient compte du volume de trafic ;
- $\lambda_{s,3}$ est un coefficient qui tient compte de la durée d'utilisation de projet du pont ;
- $\lambda_{s,4}$ est un coefficient à appliquer lorsque l'élément structurel est soumis à la charge d'au moins deux voies de circulation.

(103) Le coefficient $\lambda_{s,1}$ est fonction de la longueur critique de la ligne d'influence et du trafic. Les valeurs de $\lambda_{s,1}$ applicables à un trafic mixte standard et à un trafic mixte lourd peuvent être celles données dans le Tableau NN.2 de la présente Annexe. Les valeurs ont été calculées sur la base d'un rapport constant entre les moments fléchissants et les étendues de contraintes. Les valeurs données pour un trafic mixte correspondent à la combinaison des types de trains figurant dans l'Annexe F de l'EN 1991-2.

Les valeurs de $\lambda_{s,1}$ pour une longueur critique de ligne d'influence comprise entre 2 m et 20 m peuvent être obtenues à partir de l'équation suivante :

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2m) + \left[\lambda_{s,1}(20m) - \lambda_{s,1}(2m) \right] \cdot (\log L - 0,3) \quad \dots \text{(NN.108)}$$

où :

- L est la longueur critique de la ligne d'influence en m ;
- $\lambda_{s,1}(2m)$ est la valeur de $\lambda_{s,1}$ pour $L = 2m$;
- $\lambda_{s,1}(20m)$ est la valeur de $\lambda_{s,1}$ pour $L = 20m$;
- $\lambda_{s,1}(L)$ est la valeur de $\lambda_{s,1}$ pour $2m < L < 20m$.

(104) La valeur $\lambda_{s,2}$ caractérise l'influence du volume annuel de trafic et peut être calculée à partir de l'Expression (NN.109) :

$$\lambda_{s,2} = k_2 \sqrt{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}} \quad \dots \text{(NN.109)}$$

où :

- Vol est le volume de trafic (tonnes/an/voie) ;

- k_2 est la pente de la courbe S-N de fatigue appropriée donnée dans les Tableaux 6.3N et 6.4N de l'EN 1992-1-1.

(105) La valeur $\lambda_{s,3}$ caractérise l'influence de la durée d'utilisation de projet et peut être calculée à partir de l'Expression (NN.110) :

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt[n]{\frac{N_{\text{Years}}}{100}} \quad \dots \text{ (NN.110)}$$

où :

- N_{Years} est la durée d'utilisation de projet du pont ;
- k_2 est la pente de la courbe de fatigue appropriée donnée dans les Tableaux 6.3N et 6.4N de l'EN 1992-1-1.

(106) La valeur $\lambda_{s,4}$ caractérise l'effet d'un chargement d'au moins deux voies de circulation. Pour les structures à plusieurs voies de circulation, la charge de fatigue doit être appliquée sur deux voies au maximum placées dans la position la plus défavorable (voir EN 1991-2). L'effet d'un chargement de deux voies peut être calculé à partir de l'Expression (NN.111) :

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt[n]{n + (1-n) \cdot s_1^{k_2} + (1-n) \cdot s_2^{k_2}} \quad \dots \text{ (NN.111)}$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

où :

- n est la proportion de trafic présent simultanément sur le pont (la valeur recommandée de n est 0,12) ;
- $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ est l'étendue de contrainte dans la section devant être vérifiée, due au modèle de charge 71 appliqué sur une voie ;
- $\Delta\sigma_{1+2}$ est l'étendue de contrainte dans la même section, due au modèle de charge 71 sur deux voies, conformément à l'EN 1991-2 ;
- k_2 est la pente de la courbe S-N de fatigue appropriée donnée dans les Tableaux 6.3N et 6.4N de l'EN 1992-1-1.

Si seules des contraintes en compression se produisent sous l'effet des charges dues au trafic sur une voie, fixer la valeur correspondante à $s_j = 0$.

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,65	0,70
[2]	≤ 2	1,00	1,05
	≥ 20	0,70	0,70
[3]	≤ 2	1,25	1,35
	≥ 20	0,75	0,75
[4]	≤ 2	0,80	0,85
	≥ 20	0,40	0,40

Poutres sur appuis simples

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,95	1,05
	≥ 20	0,50	0,55
[2]	≤ 2	1,00	1,15
	≥ 20	0,55	0,55
[3]	≤ 2	1,25	1,40
	≥ 20	0,55	0,55
[4]	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,35	0,30

Poutres continues (mi-travée)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,90	1,00
	≥ 20	0,65	0,65
[2]	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,65	0,65
[3]	≤ 2	1,30	1,45
	≥ 20	0,65	0,70
[4]	≤ 2	0,80	0,90
	≥ 20	0,35	0,35

Poutres continues (travée de rive)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,85	0,85
	≥ 20	0,70	0,75
[2]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,70	0,75
[3]	≤ 2	1,10	1,10
	≥ 20	0,75	0,80
[4]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,35	0,40

Poutres continues (zone d'appui intermédiaire)

Tableau NN.2 Valeurs $\lambda_{s,1}$ applicables aux poutres sur appuis simples et aux poutres continues

- s^* trafic mixte standard ;
- h^* trafic mixte lourd ;
- [1] acier de béton armé, précontrainte par pré-tension (tous les éléments), précontrainte par post-tension (torons dans des gaines en plastique et armatures de précontrainte rectilignes dans des gaines en acier) ;
- [2] précontrainte par post-tension (armatures de précontrainte courbes dans des gaines en acier) ; courbe S-N de fatigue avec $k_1 = 3$, $k_2 = 7$ et $N^* = 10^6$;
- [3] dispositifs de couplage (acier de précontrainte) ; courbe S-N de fatigue avec $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ et $N^* = 10^6$;
- [4] dispositifs de couplage (acier de béton armé) ; barres soudées notamment les soudures par points et les soudures bout à bout ; courbe S-N de fatigue avec $k_1 = 3$, $k_2 = 5$ et $N^* = 10^7$.

L'interpolation entre les valeurs L données conformément à l'Expression (NN.108) est admise.

NOTE

Le Tableau NN.2 ne donne aucune valeur de $\lambda_{s,1}$ pour un trafic mixte léger. Pour les ponts conçus pour supporter un trafic mixte léger, les valeurs de $\lambda_{s,1}$ à utiliser peuvent être fondées soit sur les valeurs données dans le Tableau NN.2 pour un trafic mixte standard, soit sur les valeurs déterminées avec des calculs détaillés.

NN.3.2 Béton comprimé

(101) Pour le béton comprimé, la résistance à la fatigue peut être présumée vérifiée si l'expression suivante est satisfaite :

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad \dots \text{(NN.110)}$$

où :

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

- $\sigma_{cd,max,equ}$ et $\sigma_{cd,min,equ}$ représentent les contraintes supérieure et inférieure du spectre de contraintes équivalentes vis-à-vis de l'endommagement avec un nombre de cycles $N = 10^6$.

(102) Les contraintes supérieure et inférieure du spectre de contraintes équivalentes vis-à-vis de l'endommagement doivent être calculées selon l'Expression (NN.113) :

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \quad \dots \text{(NN.113)}$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71})$$

où :

- $\sigma_{c,perm}$ est la contrainte de compression du béton sous combinaison caractéristique d'actions, en enlevant le modèle de charge 71 ;
- $\sigma_{c,max,71}$ est la contrainte de compression maximale sous la combinaison caractéristique, incluant le modèle de charge 71 et le coefficient dynamique Φ conformément à l'EN 1991-2 ;
- $\sigma_{c,min,71}$ est la contrainte en compression minimale sous combinaison caractéristique, incluant le modèle de charge 71 et le coefficient dynamique Φ conformément à l'EN 1991-2 ;
- λ_c est un coefficient de correction permettant de calculer les contraintes supérieure et inférieure du spectre de contraintes équivalentes vis-à-vis de l'endommagement à partir des contraintes dues au modèle de charge 71.

NOTE

$\sigma_{c,perm}$, $\sigma_{c,max,71}$ et $\sigma_{c,min,71}$ n'incluent pas d'autres actions variables (par exemple vent, température, etc.).

(103) Le coefficient de correction λ_c tient compte de la contrainte permanente, de la portée, du volume annuel de trafic, de la durée d'utilisation de projet et des différentes voies. L'expression suivante permet de le calculer :

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4} \quad \dots \text{(NN.114)}$$

où :

- $\lambda_{c,0}$ est un coefficient qui tient compte de la contrainte permanente ;
- $\lambda_{c,1}$ est un coefficient prenant en compte le type d'élément (par exemple poutre continue) et l'effet préjudiciable du volume de trafic en fonction de la longueur critique de la ligne ou de la zone d'influence ;
- $\lambda_{c,2,3}$ est un coefficient prenant en compte le volume de trafic et la durée d'utilisation de projet du pont ;
- $\lambda_{c,4}$ est un coefficient à appliquer lorsque l'élément de construction est soumis au chargement d'au moins deux voies.

(104) La valeur $\lambda_{c,0}$ caractérise l'influence de la contrainte permanente et peut être calculée à partir de l'Expression (NN.115) :

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \quad \text{pour la zone comprimée}$$

$$\lambda_{c,0} = 1 \quad \text{pour la zone susceptible d'être tendue en l'absence de précontrainte} \quad \dots \text{ (NN.115)}$$

(105) Le coefficient $\lambda_{c,1}$ est fonction de la longueur critique de la ligne d'influence et du trafic. Les valeurs de $\lambda_{c,1}$ applicables au trafic mixte standard et au trafic lourd peuvent être celles données dans le Tableau NN.2 de la présente Annexe.

Les valeurs de $\lambda_{c,1}$ pour des longueurs critiques de lignes d'influence comprises entre 2 m et 20 m peuvent être obtenues en appliquant l'Expression (NN.108) en remplaçant $\lambda_{s,1}$ par $\lambda_{c,1}$.

(106) La valeur $\lambda_{c,2,3}$ caractérise l'influence du volume annuel de trafic et de la durée d'utilisation de projet et peut être calculée à partir de l'Expression (NN.116)

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[\frac{N_{years}}{100} \right] \quad \dots \text{ (NN.116)}$$

où :

- Vol est le volume de trafic (tonnes/an/voie) ;
- N_{years} est la durée d'utilisation de projet du pont.

(107) La valeur $\lambda_{c,4}$ caractérise l'effet du chargement d'au moins deux voies de circulation. Pour les structures à plusieurs voies, il convient d'appliquer la charge de fatigue sur deux voies au maximum dans les positions les plus défavorables (voir EN 1991-2). L'effet de la charge sur deux voies peut être calculé à l'aide de l'Expression (NN.117)

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \log n \geq 0,54 \quad \text{pour } a \leq 0,8$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \quad \text{pour } a > 0,8 \quad \dots \text{ (NN.117)}$$

$$a = \frac{\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2})}{\sigma_{c1+2}} \quad \dots \text{ (NN.118)}$$

où :

- n est la proportion de trafic présent simultanément sur le pont (la valeur recommandée de n est 0,12) ;
- σ_{c1} , σ_{c2} est la contrainte de compression due au modèle de charge 71 appliqué sur une voie, incluant le coefficient dynamique pour le modèle de charge 71 conformément à l'EN 1991-2 ;
- σ_{c1+2} est la contrainte de compression due au modèle de charge 71 appliqué sur deux voies, incluant le coefficient dynamique pour le modèle de charge 71 conformément à l'EN 1991-2 .

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,75	0,75
[2]	≤ 2	0,95	1,00
	≥ 20	0,90	0,90

Poutres sur appuis simples

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,9
	≥ 20	0,55	0,5
[2]	≤ 2	1,05	1,1
	≥ 20	0,65	0,7

Poutres continues (mi-travée)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,80
	≥ 20	0,70	0,70
[2]	≤ 2	1,10	1,20
	≥ 20	0,70	0,70

Poutres continues (travée de rive)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,7
	≥ 20	0,85	0,8
[2]	≤ 2	1,10	1,1
	≥ 20	0,80	0,8

Poutres continues (zone d'appui intermédiaire)

Tableau NN.3 Valeurs $\lambda_{c,1}$ applicables aux poutres sur appuis simples et aux poutres continues

- s^* trafic mixte standard ;
- h^* trafic mixte lourd ;
- [1] zone comprimée ;
- [2] zone tendue pré-comprimée.

L'interpolation entre les valeurs L données conformément à l'Expression (NN.108) est admise, en remplaçant $\lambda_{s,1}$ par $\lambda_{c,1}$.

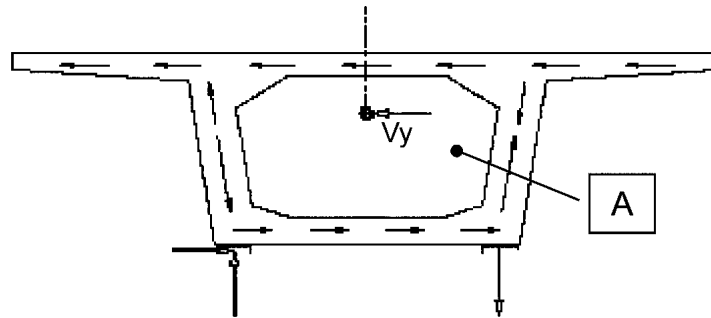
NOTE

Le Tableau NN.3 ne donne aucune valeur de $\lambda_{c,1}$ pour un trafic mixte léger. Pour les ponts calculés pour supporter un trafic mixte léger, les valeurs de $\lambda_{c,1}$ à utiliser peuvent être fondées soit sur les valeurs données dans le Tableau NN.3 pour un trafic mixte standard, soit sur les valeurs déterminées avec des calculs détaillés.

Annexe OO (informative) Régions de discontinuité types pour les ponts

OO.1 Diaphragmes de tablier en caisson avec appui direct des âmes sur les appareils d'appui

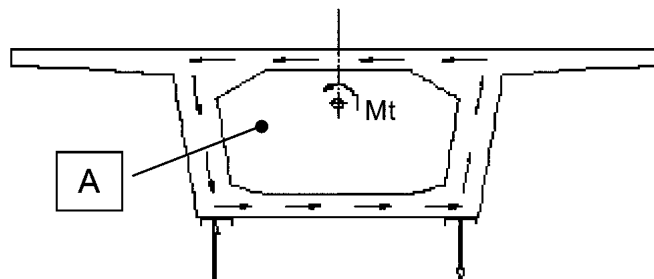
(101) Les diaphragmes pour lesquels les appareils d'appui sont situés directement sous les âmes du caisson sont soumis aux efforts produits par la transmission de l'effort tranchant dans le plan horizontal (Figure OO.1), ou, en présence de deux appareils d'appui, aux efforts dus à la transformation du moment de torsion dans le tablier en un couple d'efforts (Figure OO.2).



Légende

A Diaphragme

Figure OO.1 Effort tranchant horizontal et réactions des appareils d'appui



Légende

A Diaphragme

Figure OO.2 Torsion dans la dalle de tablier et réaction des appuis

(102) En règle générale, les Figures OO.1 et OO.2 permettent de constater que le flux des efforts provenant de la membrure inférieure et des âmes est dirigé directement vers les appuis sans qu'aucun effort ne soit appliqué sur la partie centrale du diaphragme. Les efforts provenant de la membrure supérieure entraînent l'application d'efforts sur le diaphragme, ces dernières déterminant la conception de l'élément. Les Figures OO.3 et OO.4 identifient les schémas de résistance utilisables pour déterminer les armatures nécessaires dans les éléments de ce type.

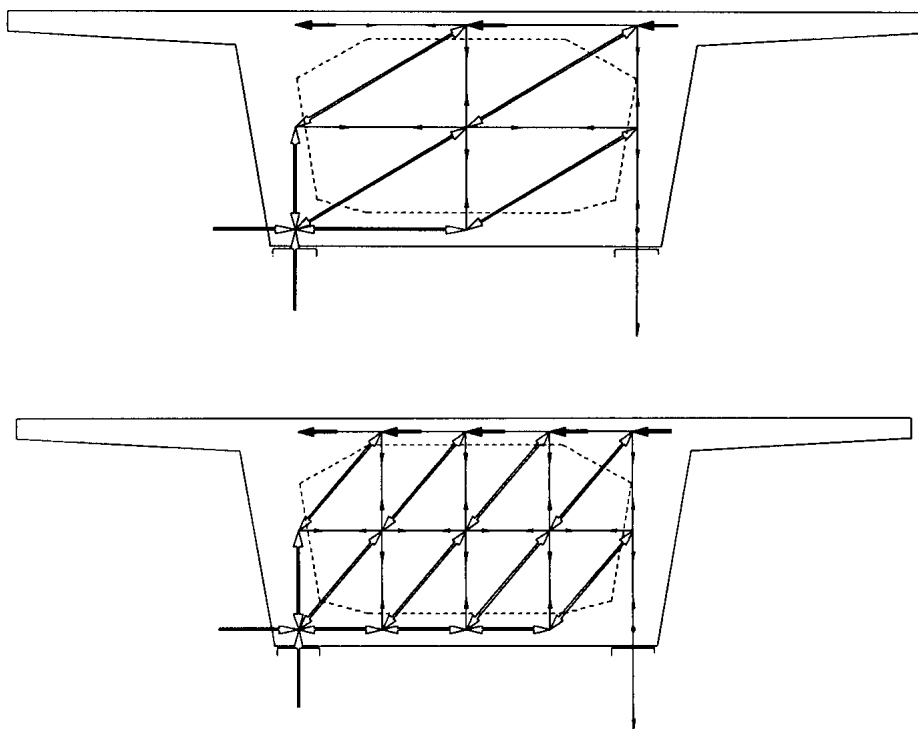


Figure OO.3 Modèle bielles et tirants pour un diaphragme plein sans trou d'homme

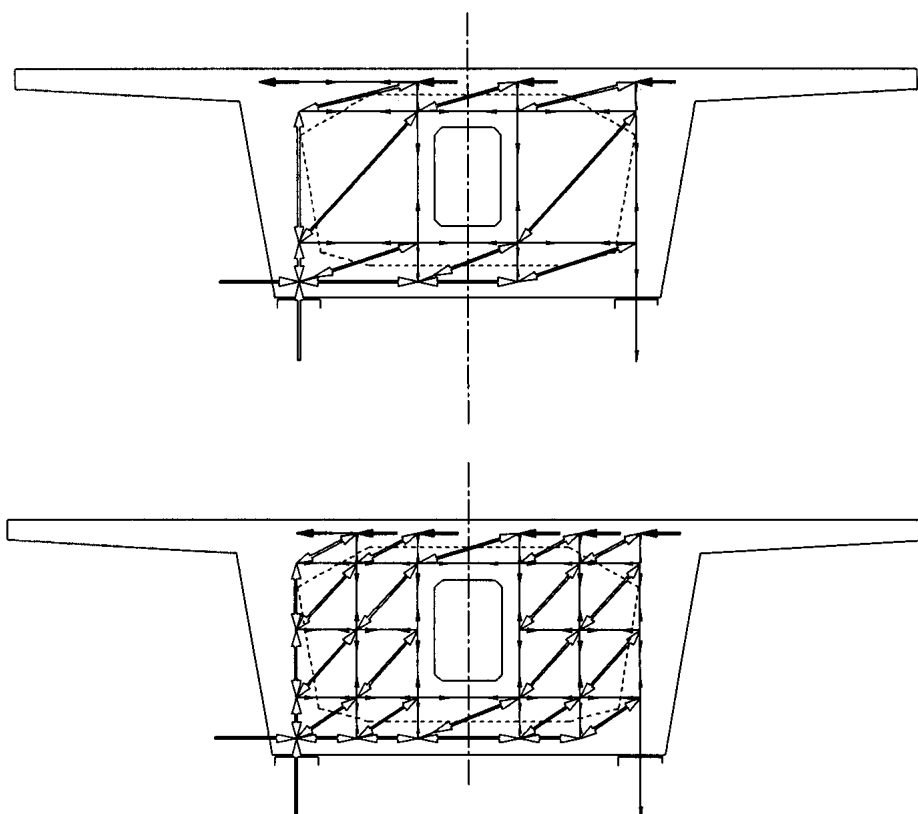


Figure OO.4 Modèle bielles et tirants pour un diaphragme plein avec trou d'homme

(103) Il n'est généralement pas nécessaire de vérifier les noeuds ou les bielles lorsque l'épaisseur du diaphragme est supérieure ou égale à la dimension de la surface d'appui dans la direction longitudinale du pont. Ce type de situations nécessite alors uniquement de vérifier les noeuds d'appui.

OO.2 Diaphragmes pour appui indirect des âmes de tablier sur les appareils d'appui

(101) Dans ce type de situation, outre l'effort tranchant observé le long de l'axe horizontal et l'effet de la torsion, lorsqu'il existe au moins deux appuis, le diaphragme doit transmettre les efforts de cisaillement verticaux, provenant des âmes, à l'appareil ou aux appareils d'appui.

Les noeuds au droit des appareils d'appui doivent être vérifiés à l'aide des critères donnés en 6.5 et 6.7 de l'EN 1992-1-1.

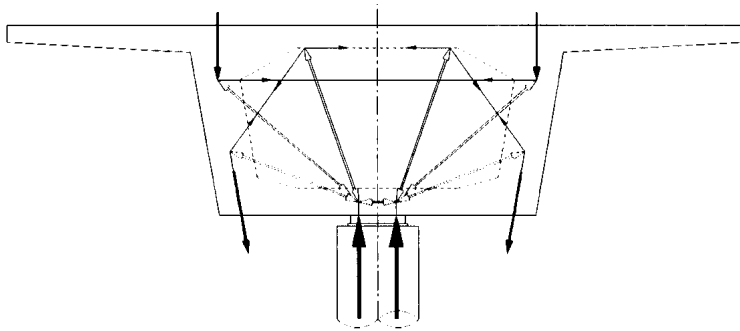
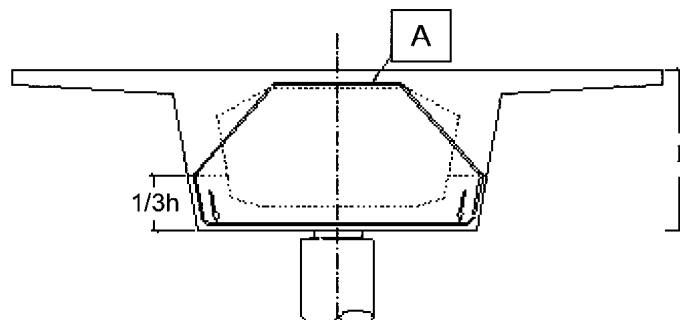


Figure OO.5 Diaphragmes avec appui indirect. Modèle bielles et tirants

(102) Il convient de calculer les armatures pour les efforts exercés par les tirants, dus aux schémas de résistance adoptés, en tenant compte des limitations de tension dans les armatures indiquées en 6.5 de l'EN 1992-1-1. En règle générale, il est nécessaire, du fait du mode de transmission de l'effort tranchant vertical, de prévoir des armatures utilisées comme suspentes. Il convient d'accorder une attention toute particulière aux conditions d'ancrage en cas d'utilisation de barres inclinées comme suspentes pour ce type d'armatures (Figure OO.6).



Légende

A Armatures de béton armé

Figure OO.6 Diaphragmes avec appui indirect. Ancrage des armatures utilisées comme suspentes

(103) Lorsque les armatures utilisées comme suspentes sont mises en place sous la forme de cadres ou étriers fermés, ces derniers doivent entourer les armatures de la face supérieure de la poutre-caisson (Figure OO.7).

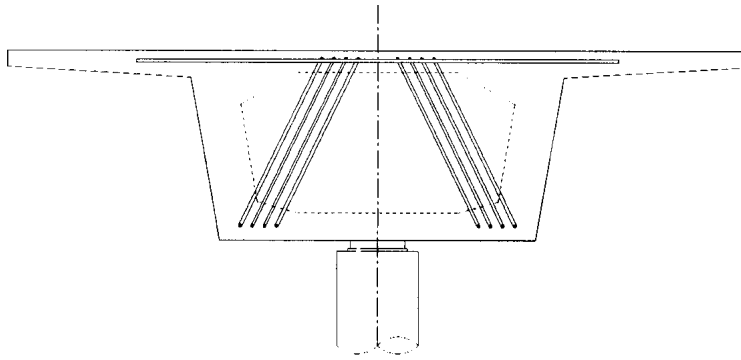


Figure OO.7 Diaphragmes avec appui indirect. Cadres, étriers utilisés comme suspentes

(104) Lorsque la précontrainte est utilisée sous la forme d'armatures post-tendues, le calcul définit clairement l'ordre de mise en tension à appliquer (il est généralement recommandé de mettre en place la précontrainte du diaphragme avant la précontrainte longitudinale). Il convient d'accorder une attention toute particulière aux pertes de précontrainte, du fait de la faible longueur des armatures.

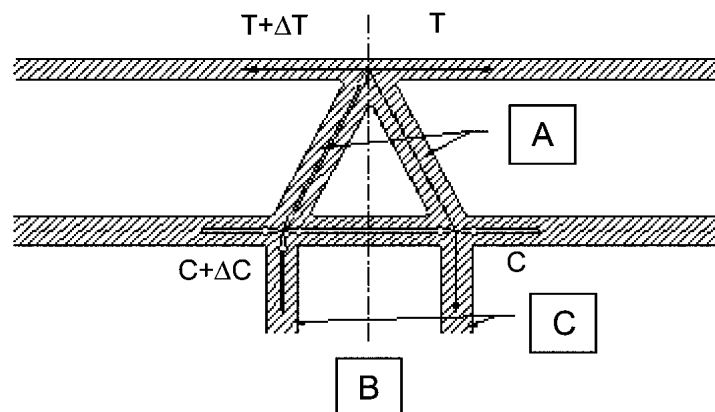
(105) Il est nécessaire, outre les armatures obtenues sur la base des schémas de résistance identifiés ci-dessus, de concentrer des armatures provenant des charges d'exploitation dans la zone située au droit des appuis.

OO.3 Diaphragmes dans les encastremets du tablier sur la pile

(101) Lorsque le tablier est encastré sur la pile, la différence de moments dans le tablier des travées de part et d'autre de la pile doit être transmise à la pile. Cette transmission de moments génère des efforts additionnels à ceux identifiés dans les clauses précédentes.

(102) Dans le cas de diaphragmes triangulaires (Figure OO.8), la transmission de la charge verticale et de l'effort du à la différence de moments est directe, pourvu que la continuité des bielles de compression et le recouvrement (ou l'ancrage) des armatures tendues soient assurés.

(103) Le flux de transmission des efforts du tablier vers les piles est plus complexe dans le cas d'un double diaphragme vertical. Il est alors nécessaire de vérifier avec la plus grande attention la continuité du flux de compression.



Légende

- A Diaphragme
- B Coupe longitudinale
- C Pile

Figure OO.8 Diaphragme d'un encastrement avec double diaphragme : Système équivalent de bielles et tirants

OO.4 Diaphragmes dans des tabliers à section en double T et appareils d'appui situés sous les âmes

(101) Dans ce cas, les diaphragmes sont soumis aux efforts produits par la transmission de l'effort tranchant selon l'axe horizontal (Figure OO.9), ou, en présence de deux appuis, au couple d'effort dû à la transformation du moment de torsion dans le tablier (Figure OO.10).

(102) En règle générale, les Figures OO.9 et OO.10 permettent de constater que le flux des efforts provenant des âmes est dirigé directement vers les appuis sans qu'aucun effort ne soit appliqué sur la partie centrale du diaphragme. Les efforts provenant de la membrure supérieure entraînent l'application d'efforts sur le diaphragme, ces derniers devant être pris en considération dans le calcul.

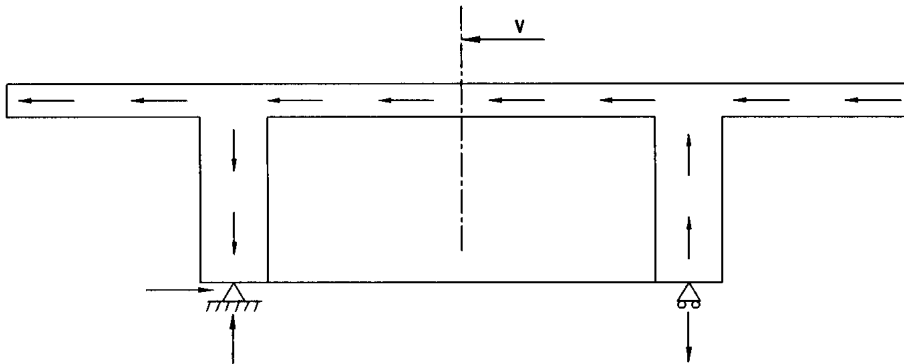


Figure OO.9 Effort tranchant horizontal et réactions des appuis

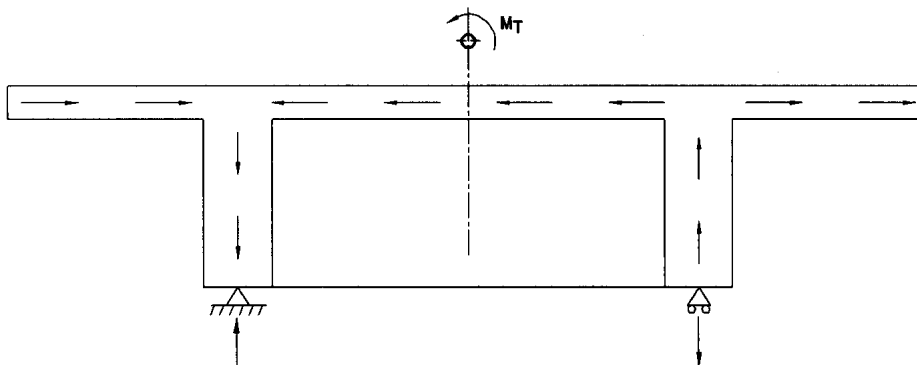


Figure OO.10 Torsion dans la dalle de tablier et réactions des appuis

La Figure OO.11 présente un schéma de résistance possible pour déterminer les armatures.

En règle générale, lorsque l'épaisseur du diaphragme est supérieure ou égale à la dimension de la surface d'appui dans la direction longitudinale du pont, il est seulement nécessaire de vérifier les noeuds d'appui conformément au 6.5 de l'EN 1992-1-1.

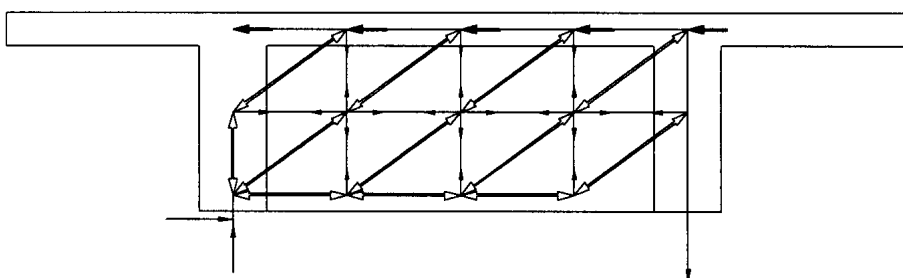
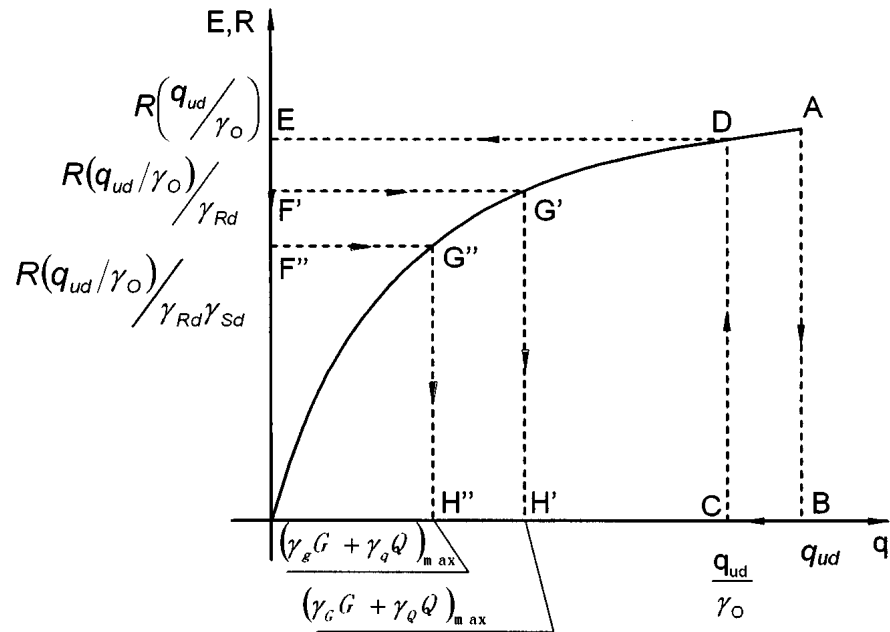


Figure OO.11 Modèle bielles et tirants pour un diaphragme
type pour une dalle

Annexe PP (informative) Format de sécurité pour l'analyse non linéaire

PP.1 Application pratique

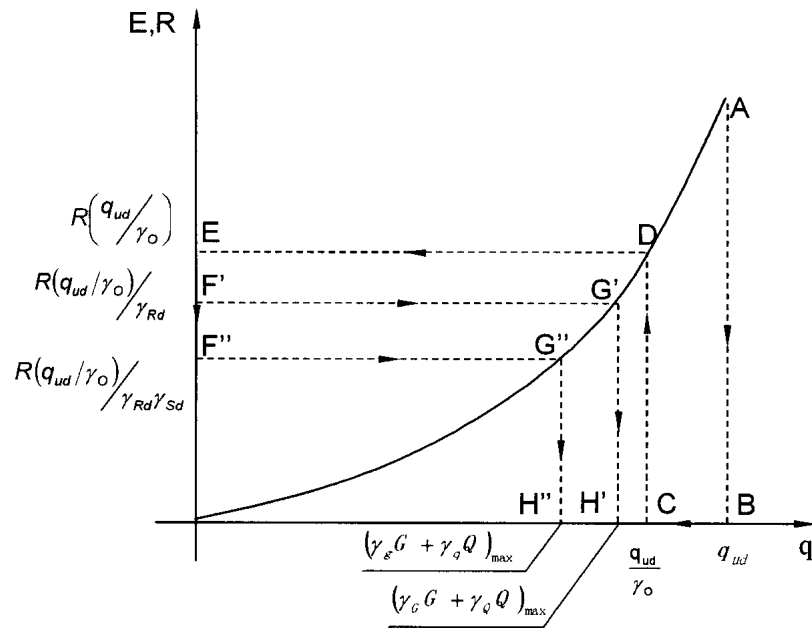
(101) Dans le cas de la combinaison scalaire des sollicitations, l'application en sens inverse des inégalités (5.102a) et (5.102b) est représentée de façon schématisée dans les Figures PP.1 et PP.2 pour un comportement respectivement sous-proportionnel et sur-proportionnel de la structure.



Légende

A Point final de l'analyse non linéaire

Figure PP.1 Application du format de sécurité pour un comportement sous-proportionnel

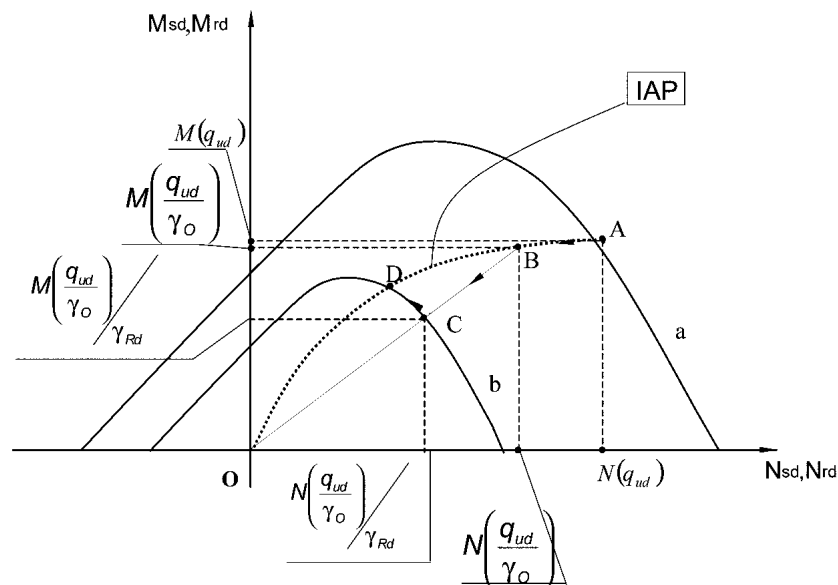


Légende

A Point final de l'analyse non linéaire

Figure PP.2 Application du format de sécurité pour un comportement sur-proportionnel

(102) Dans le cas de la combinaison vectorielle des actions internes, l'application des inégalités (5.102a) et (5.102b) est illustrée dans les Figures PP.3 et PP.4, pour un comportement respectivement sous-proportionnel et sur-proportionnel de la structure. La courbe « a » représente la ligne de rupture et la courbe « b » est obtenue homothétie de cette ligne par l'application des facteurs partiels γ_{Rd} et γ_o .

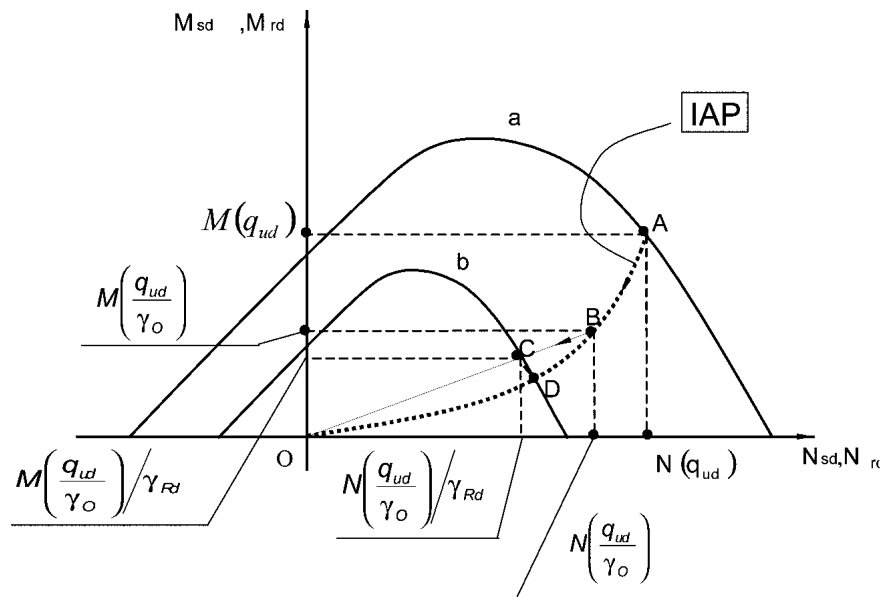


Légende

A Point final de l'analyse non-linéaire

IAP Courbe d'évolution des sollicitations

Figure PP.3 Application du format de sécurité pour une combinaison vectorielle (M,N) et un comportement sous-proportionnel



Légende

A Point final de l'analyse non-linéaire

IAP Courbe d'évolution des sollicitations

Figure PP.4 Application du format de sécurité pour une combinaison vectorielle (M,N) et un comportement sur-proportionnel

Dans les deux figures, D représente l'intersection entre l'évolution des sollicitations et le domaine de sécurité « b ».

Il convient de vérifier que le point de coordonnées $M(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$ et $N(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$, c'est-à-dire le point correspondant aux sollicitations (obtenues sous l'effet des actions pondérées), reste à l'intérieur du domaine de sécurité « b ».

Une procédure équivalente s'applique lorsque le coefficient partiel applicable à l'incertitude de modèle γ_{Sd} est utilisé, en remplaçant toutefois γ_{Rd} par $\gamma_{Rd} \gamma_{Sd}$ et γ_G, γ_Q par γ_g, γ_q .

La même procédure s'applique pour la combinaison de $N/M_x/M_y$ ou $n_x/n_y/n_{xy}$.

NOTE

Si la procédure avec $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$ et $\gamma_{O'} = 1,27$ est appliquée, le contrôle vis-à-vis de la sécurité est satisfait avec $M_{Ed} \leq M_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$ et $N_{Ed} \leq N_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$.

Annexe QQ (informative) Maîtrise de la fissuration par cisaillement des âmes

Actuellement, la prévision de la fissuration d'effort tranchant par cisaillement des âmes est entachée d'une grande incertitude de modèle.

Lorsqu'il est jugé nécessaire de vérifier la fissuration par cisaillement, notamment pour les éléments précontraints, les armatures requises pour la maîtrise des fissures peuvent être déterminées comme suit :

1. Il convient de calculer la résistance à la traction du béton f_{ctb} au niveau des âmes, et qui dépend de la direction, à l'aide de l'expression :

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}} \right) f_{ctk;0,05} \quad \dots \text{(QQ.101)}$$

où :

- f_{ctb} est la résistance à la traction du béton préalablement à la fissuration dans un état de contrainte biaxial ;
 - σ_3 est la plus grande contrainte principale de compression (valeur positive) $\sigma_3 < 0,6 f_{ck}$.
2. La plus grande contrainte principale de traction σ_1 qui s'exerce sur l'âme est comparée à la résistance correspondante f_{ctb} obtenue avec l'Expression (QQ. 101).
Si $\sigma_1 < f_{ctb}$, il convient de mettre en place, dans la direction longitudinale, le ferrailage minimal conforme au 7.3.2 .
Si $\sigma_1 \geq f_{ctb}$, il convient de maîtriser la largeur de fissure conformément au 7.3.3 ou, alternativement, de la calculer et de la vérifier conformément aux 7.3.4 et 7.3.1 , en tenant compte de l'angle de déviation entre la direction de la contrainte principale et les directions des armatures.