

Norme

NF P18-710

Avril 2016

1er tirage : -

P18-710

www.afnor.org

Complément national à l'Eurocode 2 - Calcul des structures en béton : règles spécifiques pour les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP)



**DOCUMENT PROTÉGÉ
PAR LE DROIT D'AUTEUR**

Droits de reproduction réservés. Sauf prescription différente, aucune partie de cette publication ne peut être reproduite ni utilisée sous quelque forme que ce soit et par aucun procédé, électronique ou mécanique, y compris la photocopie et les microfilms, sans accord formel.

Contacteur :
AFNOR – Norm'Info
11, rue Francis de Pressensé
93571 La Plaine Saint-Denis Cedex
Tél : 01 41 62 76 44
Fax : 01 49 17 92 02
E-mail : norminfo@afnor.org

afnor

avec l'autorisation de l'Editeur

afnor

norme française

NF P 18-710**16 Avril 2016**Indice de classement : **P 18-710****ICS : 91.010.30 ; 91.080.40**

Complément national à l'Eurocode 2 — Calcul des structures en béton : règles spécifiques pour les Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances (BFUP)

E : National addition to Eurocode 2 — Design of concrete structures: specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC)

D : Nationale Ergänzung zu Eurocode 2 — Bemessung von Betonstrukturen: spezifische Bestimmungen für faserbewehrte Ultrahochleistungsbetone

Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR.

Correspondance

À la date de publication du présent document, il n'existe pas de travaux de normalisation internationaux ou européens traitant du même sujet.

Résumé

Le présent document, qui constitue un complément national à l'Eurocode 2, a pour objet le calcul des structures en BFUP (bâtiments et ouvrages de génie civil). Ce document donne ainsi les exigences en matière de résistance mécanique, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu pour ces structures.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : construction, génie civil, structure en béton, calcul, contrainte, limite, matériau, résistance des matériaux, déformation, acier pour béton, acier pour précontrainte, durabilité, analyse de contrainte, flexion, résistance au cisaillement, résistance à la traction, effort, résistance à la fatigue, fissuration, caractéristique de construction, ancrage, armature, distance, recouvrement, poutre, plancher, dalle, cloison, poteau, fondation, vérification.

Modifications

EPFL ENAC IIC MCS**GC A3 398****Station 18**

Corrections

CH-1015 Lausanne

La norme

La norme est destinée à servir de base dans les relations entre partenaires économiques, scientifiques, techniques et sociaux.

La norme par nature est d'application volontaire. Référencée dans un contrat, elle s'impose aux parties. Une réglementation peut rendre d'application obligatoire tout ou partie d'une norme.

La norme est un document élaboré par consensus au sein d'un organisme de normalisation par sollicitation des représentants de toutes les parties intéressées. Son adoption est précédée d'une enquête publique.

La norme fait l'objet d'un examen régulier pour évaluer sa pertinence dans le temps.

Toute norme est réputée en vigueur à partir de la date présente sur la première page.

Pour comprendre les normes

L'attention du lecteur est attirée sur les points suivants :

Seules les formes verbales **doit et doivent** sont utilisées pour exprimer une ou des exigences qui doivent être respectées pour se conformer au présent document. Ces exigences peuvent se trouver dans le corps de la norme ou en annexe qualifiée de « normative ». Pour les méthodes d'essai, l'utilisation de l'infinitif correspond à une exigence.

Les expressions telles que, **il convient et il est recommandé** sont utilisées pour exprimer une possibilité préférée mais non exigée pour se conformer au présent document. Les formes verbales **peut et peuvent** sont utilisées pour exprimer une suggestion ou un conseil utiles mais non obligatoires, ou une autorisation.

En outre, le présent document peut fournir des renseignements supplémentaires destinés à faciliter la compréhension ou l'utilisation de certains éléments ou à en clarifier l'application, sans énoncer d'exigence à respecter. Ces éléments sont présentés sous forme de **notes ou d'annexes informatives**.

Commission de normalisation

Une commission de normalisation réunit, dans un domaine d'activité donné, les expertises nécessaires à l'élaboration des normes françaises et des positions françaises sur les projets de norme européenne ou internationale. Elle peut également préparer des normes expérimentales et des fascicules de documentation.

Si vous souhaitez commenter ce texte, faire des propositions d'évolution ou participer à sa révision, adressez vous à <norminfo@afnor.org>.

La composition de la commission de normalisation qui a élaboré le présent document est donnée ci-après. Lorsqu'un expert représente un organisme différent de son organisme d'appartenance, cette information apparaît sous la forme : organisme d'appartenance (organisme représenté).

Calcul des structures

BNTRA CN EC2

Composition de la commission de normalisation

Président : M CORTADE

Secrétariat : M GENEUREUX — CEREMA

M	ABOURI	EDF SEPTEN
M	ALEXANDRE	BUREAU VERITAS
M	ASHTARI	CONSULTANT
M	BEGUIN	CTICM
M	BERLOT	CEREMA — BNTRA
M	BERNARDI	LAFARGE
M	BOUCHON	MEDDE – DGITM
M	BOUTAHIR	BNTEC
MME	BUCHIN-ROULIE	FREYSSINET INTERNATIONAL
M	BURY	UBC INGENIERIE
M	CAILLEAU	AFNOR
M	CALGARO	CONSULTANT
M	CAUSSE	VINCI
M	CHENAF	CSTB
M	COIN	EGF.BTP
M	COLINA	ATHIL
M	CORTADE	CONSULTANT
M	COYERE	EIFFAGE
M	CRETON	BN ACIER
M	DAOUDI	APAVE
M	DECHEFDEBIEN	LB7 GROUPE LESAGE – FIB
M	DIAS	DIRIF
M	DOMMANGET	ITC
M	DOUROUX	RATP
MME	FALEYEUX	CERIB
M	FOURE	CONSULTANT
M	GALLITRE	EDF SEPTEN
M	GERBINO	GROUPE VIGIER
M	GHISOLI	CEREMA — BNTRA
M	GRENIER	CONSULTANT
M	GUIRAUD	CIMBETON
M	HENRI	BONNA SABLA
M	HENRIQUES	CSTB
M	HORVATH	CIMBETON
M	IMBERTY	RAZEL-BEC
M	KNOSP	BUREAU VERITAS
M	LACOMBE	CEREMA
M	LACROIX	CONSULTANT
MME	LARQUETOUX	BUREAU VERITAS
M	LENOIR	SECOA
M	LOZACH	INCET
M	MARCHAND	IFSTTAR
M	MASSEROT	EIFFAGE GENIE CIVIL
M	MELLIER	FREYSSINET INTERNATIONAL
M	MONFRONT	CERIB
MME	MOREAU	CETU

MME	MORIN	CERIB
MME	MOUZAN	UNM
MME	NGO BIBINBE	FNTP
M	NGUYEN	SADE
MME	OSMANI	EIFFAGE
M	PAILLE	SOCOTEC
M	PILLARD	EGF-BTP
M	PIMIENTA	CSTB
M	PY	KP1 R&D – FIB
M	RESPLENDINO	SETEC TPI
M	RIGAULT	ARCADIS
M	RIVART	ETANDEX
MME	ROBERT	CERIB
M	ROLLAND	QUALICONSULT
M	ROSSI	IFSTTAR
M	ROURE	EDF – SEPTEN
M	SCALLIET	CERIB
M	SEANTIER	FREYSSINET
M	SIMON	EIFFAGE INFRASTRUCTURES
M	TEDOLDI	EDF – SEPTEN
M	TEPHANY	MINISTERE DE L'INTERIEUR
M	THONIER	EGF.BTP
M	TORRENTI	IFSTTAR
M	TOUTLEMONDE	IFSTTAR
M	TRINH	CONSULTANT
M	TRUCHE	FIMUREX (APA — ASSO PROF ARMATUREIERS)
M	VIDAL	LMDC – INSA/UPS GENIE CIVIL
M	VIE	CHEC – EGF.BTP
M	WAGNER	BNIB
M	ZHAO	CTICM
M	ZINK	INGEROP

Ont participé plus particulièrement à la rédaction de cette norme :

M	BERNARDI	LAFARGE
M	CORTADE	CONSULTANT
M	FOURE	CONSULTANT
M	GENEREUX	CEREMA – secrétaire du sous-groupe « BFUP »
M	HENRI	BONNA SABLA
M	HENRIQUES	CSTB
M	MARCHAND	IFSTTAR
MME	MOREAU	CETU
M	PAILLE	SOCOTEC
M	RESPLENDINO	SETEC TPI – animateur du sous-groupe « BFUP »
M	ROSSI	IFSTTAR
M	SCALLIET	CERIB
M	SIMON	EIFFAGE INFRASTRUCTURES
M	THONIER	EGF.BTP
M	TOUTLEMONDE	IFSTTAR
M	VIDAL	LMDC – INSA/UPS GENIE CIVIL

NF P18-710

Avant-propos

La présente norme NF P18-710 « Calcul des structures en béton : règles spécifiques pour les Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances (BFUP) » qui constitue un complément national à l'Eurocode 2, a été préparée au sein de la commission BNTRA CN EC2 « Calcul des structures en béton » pour répondre au besoin français de normaliser l'utilisation des Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances (appelés BFUP dans la suite du document) dans les projets de bâtiment et de génie civil.

Cette norme est destinée à être utilisée conjointement avec deux autres normes traitant le sujet des BFUP :

- la norme NF P18-470 « BFUP : spécification, performance, production et conformité » qui traite plus spécifiquement du matériau BFUP et qui peut être considérée comme une adaptation de la norme NF EN 206 au cas des BFUP
- la norme NF P18-451 « Exécution des ouvrages en béton – Règles spécifiques pour les BFUP »

La présente norme a pour objet le calcul des structures en BFUP (bâtiments et ouvrages de génie civil). Cette norme donne ainsi les exigences en matière de résistance mécanique, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu pour ces structures. Les caractéristiques des BFUP visés par la présente norme sont indiquées dans la partie « Domaine d'application » ci-après.

La présente norme est construite en adaptant l'Eurocode 2¹ au cas des structures en BFUP. Le sommaire de la présente norme reprend à l'identique la totalité du sommaire de la partie 1-1 de l'Eurocode 2, et lorsqu'il n'y a pas de particularité des BFUP par rapport aux bétons traités par l'Eurocode 2, la mention « Inchangé » est indiquée². En ce qui concerne les articles spécifiques aux BFUP, ceux-ci se basent pour la plupart sur la partie « Méthodes de dimensionnement des structures » des recommandations sur les BFUP du groupe de travail de l'Association Française de Génie Civil (AFGC)³. Par rapport aux bétons couverts par l'Eurocode 2 (bétons C12/15 à C90/105), les BFUP se distinguent notamment par une plus forte résistance en compression et par la prise en compte de la résistance en traction du matériau, y compris après fissuration, qui modifie le recours aux armatures de béton armé traditionnelles ou à la précontrainte. Cela implique de définir de nouvelles notions, comme le coefficient partiel relatif au BFUP tendu γ_{cf} , une prise en compte de la répartition et de l'orientation des fibres par l'intermédiaire d'un facteur d'orientation K et une nouvelle vérification de non fragilité. Les BFUP sont également plus performants que les bétons couverts par l'Eurocode 2 en ce qui concerne la durabilité, ce qui se traduit notamment dans la présente norme par la modification des formules permettant de calculer l'enrobage.

¹ Les références précises des normes formant l'Eurocode 2 sont données dans la partie 1.1 de la présente norme.

² Lorsque la mention « Inchangé » est indiquée, il convient tout de même de considérer que le terme « béton » de l'Eurocode 2 fait alors référence au BFUP.

³ « Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances – Recommandations » Edition révisée, Juin 2013

1	GÉNÉRALITÉS	12
1.1	Domaine d'application	12
1.2	Références normatives	14
1.3	Hypothèses	14
1.4	Distinction entre Principes et Règles d'Application	15
1.5	Définitions	15
1.6	Symboles	15
2	BASES DE CALCUL.....	16
2.1	Exigences	16
2.1.1	Exigences de base.....	16
2.1.2	Gestion de la fiabilité.....	16
2.1.3	Durée d'utilisation de projet, durabilité et gestion de la qualité	16
2.2	Principes du calcul aux états-limites.....	16
2.3	Variables de base	16
2.3.1	Actions et influences de l'environnement	16
2.3.2	Propriétés des matériaux et des produits.....	17
2.3.3	Déformations du béton	17
2.3.4	Données géométriques	18
2.4	Vérification par la méthode des coefficients partiels	18
2.4.1	Généralités	18
2.4.2	Valeurs de calcul	18
2.4.3	Combinaisons d'actions	19
2.4.4	Vérification de l'équilibre statique - EQU	19
2.5	Dimensionnement assisté par l'expérimentation.....	19
2.6	Exigences complémentaires pour les fondations.....	19
2.7	Exigences relatives aux fixations	20
3	MATÉRIAUX	21
3.1	BFUP	21
3.1.1	Généralités	21
3.1.2	Résistance	21
3.1.3	Déformation élastique	22
3.1.4	Fluage et retrait.....	22
3.1.5	Relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale non linéaire.....	22
3.1.6	Résistance de calcul en compression et résistance de calcul en traction	24
3.1.7	Relations contrainte-déformation pour le calcul des sections	24
3.1.8	Résistance à la traction en flexion.....	30
3.1.9	Béton confiné.....	30
3.2	Acier de béton armé	30
3.2.1	Généralités	30
3.2.2	Propriétés	30
3.2.3	Résistance.....	31
3.2.4	Caractéristiques de ductilité	31
3.2.5	Soudage.....	31
3.2.6	Fatigue	31
3.2.7	Hypothèses de calcul	31
3.3	Acier de précontrainte.....	31
3.3.1	Généralités	31
3.3.2	Propriétés	32
3.3.3	Résistance	32
3.3.4	Caractéristiques de ductilité	32
3.3.5	Fatigue	32
3.3.6	Hypothèses de calcul	32
3.3.7	Armatures de précontrainte logée dans des gaines	32
3.4	Dispositif de précontrainte	33
3.4.1	Ancrage et coupleurs	33
3.4.2	Armatures de précontrainte extérieure (non adhérentes).....	33
4	DURABILITÉ ET ENROBAGE DES ARMATURES.....	34
4.1	Généralités	34
4.2	Conditions d'environnement.....	34

NF P18-710

4.3	Exigences de durabilité.....	37
4.4	Méthodes de vérification.....	37
4.4.1	Enrobage	37
5	ANALYSE STRUCTURALE.....	42
5.1	Généralités	42
5.1.1	Exigences générales	42
5.1.2	Exigences spécifiques pour les fondations.....	42
5.1.3	Cas de charge et combinaisons.....	42
5.1.4	Effets du second ordre.....	42
5.2	Imperfections géométriques.....	42
5.3	Modélisation de la structure	44
5.3.1	Modèles structuraux pour l'analyse globale	44
5.3.2	Données géométriques	44
5.4	Analyse élastique-linéaire.....	45
5.5	Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments	45
5.6	Analyse plastique	45
5.6.1	Généralités	45
5.6.2	Analyse plastique des poutres, portiques et dalles	45
5.6.3	Capacité de rotation	45
5.6.4	Analyse avec modèle bielles et tirants	46
5.7	Analyse non linéaire.....	46
5.8	Analyse des effets du second ordre en présence d'une charge axiale	46
5.8.1	Définitions	46
5.8.2	Généralités	46
5.8.3	Critères simplifiés pour les effets du second ordre.....	47
5.8.4	Fluage	49
5.8.5	Méthodes d'analyse.....	49
5.8.6	Méthode générale	49
5.8.7	Méthode simplifiée basée sur une rigidité nominale	50
5.8.8	Méthode basée sur une déformée nominale.....	51
5.8.9	Flexion déviée	52
5.9	Instabilité latérale des poutres élancées.....	53
5.10	Éléments et structures précontraints	54
5.10.1	Généralités	54
5.10.2	Force de précontrainte durant la mise en tension	54
5.10.3	Force de précontrainte	54
5.10.4	Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par pré-tension.....	55
5.10.5	Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par post-tension.....	55
5.10.6	Pertes de précontrainte différées dans le cas de la précontrainte par pré-tension et de la précontrainte par post-tension.....	55
5.10.7	Prise en compte de la précontrainte dans l'analyse	55
5.10.8	Effets de la précontrainte à l'état limite ultime	55
5.10.9	Effets de la précontrainte à l'état-limite de service et à l'état-limite de fatigue	56
5.11	Analyse pour certains éléments structuraux particuliers	56
6	ÉTATS-LIMITES ULTIMES	57
6.1	Flexion simple et flexion composée	57
6.2	Effort tranchant.....	59
6.2.1	Procédure générale de vérification.....	59
6.2.2	Éléments pour lesquels aucune armature d'effort tranchant n'est requise	65
6.2.3	Éléments pour lesquels des armatures d'effort tranchant sont requises	65
6.2.4	Cisaillement entre l'âme et les membrures.....	65
6.2.5	Cisaillement le long des surfaces de reprise.....	67
6.3	Torsion.....	69
6.3.1	Généralités	69
6.3.2	Méthode de calcul.....	70
6.3.3	Torsion gênée	72
6.4	Poinçonnement.....	72
6.5	Méthode bielles et tirants.....	73
6.5.1	Généralités	73
6.5.2	Résistance des bielles	73
6.5.3	Tirants	73
6.5.4	Nœuds	73

6.6	Ancrages et recouvrements	73
6.7	Pressions localisées	73
6.8	Fatigue	74
6.8.1	Conditions de vérification.....	74
6.8.2	Efforts internes et contraintes pour la vérification à la fatigue	74
6.8.3	Combinaison d'actions	75
6.8.4	Procédure de vérification pour les armatures de béton armé et les armatures de précontrainte	75
6.8.5	Vérification des armatures à l'aide de l'étendue de contrainte équivalente vis à vis de l'endommagement	76
6.8.6	Autres vérifications	76
6.8.7	Vérifications du BFUP	76
7	ÉTATS-LIMITES DE SERVICE.....	77
7.1	Généralités	77
7.2	Limitations des contraintes	77
7.3	Maîtrise de la fissuration.....	77
7.3.1	Considérations générales.....	77
7.3.2	Sections minimales d'armatures	78
7.3.3	Maîtrise de la fissuration sans calcul direct	78
7.3.4	Calcul de l'ouverture des fissures	79
7.4	Limitations des flèches	82
7.4.1	Considérations générales.....	82
7.4.2	Cas de dispense de calcul	83
7.4.3	Vérifications des flèches par le calcul.....	83
8	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ARMATURES DE BÉTON ARMÉ ET DE PRÉCONTRAÎTE - GÉNÉRALITÉS	85
8.1	Généralités	85
8.2	Espacement des armatures de béton armé	85
8.3	Diamètres admissibles des mandrins de cintrage pour les barres pliées	86
8.4	Ancrages des armatures longitudinales	86
8.4.1	Généralités	86
8.4.2	Contrainte ultime d'adhérence	86
8.4.3	Longueur d'ancrage de référence.....	87
8.4.4	Longueur d'ancrage de calcul.....	87
8.5	Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales.....	87
8.6	Ancrage au moyen de barres soudées.....	88
8.7	Recouvrement et coupleurs	88
8.7.1	Généralités	88
8.7.2	Recouvrements.....	88
8.7.3	Longueur de recouvrement	88
8.7.4	Armatures transversales dans une zone de recouvrement	89
8.7.5	Recouvrement des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence	89
8.8	Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre	89
8.9	Paquets de barre.....	90
8.9.1	Généralités	90
8.9.2	Ancrage des paquets de barre	90
8.9.3	Recouvrement des paquets de barre	90
8.10	Armatures de précontrainte	90
8.10.1	Disposition des armatures de précontrainte et des gaines	90
8.10.2	Ancrages des armatures de précontrainte par pré-tension	91
8.10.3	Zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension.....	92
8.10.4	Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte	92
8.10.5	Déviateurs	92
9	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ÉLÉMENTS ET RÈGLES PARTICULIÈRES	93
9.1	Généralités	93
9.2	Poutres.....	93
9.2.1	Armatures longitudinales	93
9.2.2	Armatures d'effort tranchant.....	95
9.2.3	Armatures de torsion	95
9.2.4	Armatures de peau	95
9.2.5	Appuis indirects.....	95
9.3	Dalles pleines	96

NF P18-710

9.3.1	Armatures de flexion	96
9.3.2	Armatures d'effort tranchant.....	96
9.4	Planchers-dalles	96
9.4.1	Dalle au droit des poteaux intérieurs.....	96
9.4.2	Dalle au droit de poteaux de rive ou d'angle	96
9.4.3	Armatures de poinçonnement.....	96
9.5	Poteaux	97
9.5.1	Généralités	97
9.5.2	Armatures longitudinales	97
9.5.3	Armatures transversales.....	97
9.6	Voiles	97
9.6.1	Généralités	97
9.6.2	Armatures verticales	97
9.6.3	Armatures horizontales.....	97
9.6.4	Armatures transversales.....	97
9.7	Poutres-cloisons.....	98
9.8	Fondations.....	98
9.8.1	Semelles en tête de pieux	98
9.8.2	Semelles de fondation de poteaux ou de voiles	98
9.8.3	Longrines de redressement.....	98
9.8.4	Semelles de poteaux fondées au rocher	98
9.8.5	Pieux forés.....	99
9.9	Régions de discontinuités de géométrie ou d'action	99
9.10	Châinages	99
9.10.1	Généralités	99
9.10.2	Répartition des châinages	99
10	RÈGLES ADDITIONNELLES POUR LES ÉLÉMENTS ET LES STRUCTURES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON	101
11	STRUCTURES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS	102
12	STRUCTURE EN BÉTON NON ARMÉ OU FAIBLEMENT ARMÉ	103
Annexe A	(informative) Modification des coefficients partiels relatifs aux matériaux.....	104
Annexe B	(informative) Déformations dues au fluage et au retrait	105
Annexe C	(normative) Propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation de la présente norme.....	106
Annexe D	(informative) Méthode de calcul détaillée des pertes de précontrainte par relaxation	107
Annexe E	(informative) Classes indicatives de résistance pour la durabilité	108
Annexe F	(informative) Expressions pour le calcul des armatures tendues dans les situations de contraintes planes	109
Annexe G	(informative) Interaction sol-structure.....	110
Annexe H	(informative) Effets globaux du second ordre sur les structures.....	111
Annexe I	(informative) Analyse des planchers-dalles et des voiles de contreventement	112
Annexe J	(informative) Dispositions constructives pour des cas particuliers	113
Annexe KK	(informative) Effets structuraux induits par le comportement différé du béton	118
Annexe LL	(informative) Eléments de plaque en béton.....	119
Annexe MM	(informative) Effort tranchant et flexion transversale.....	120
Annexe NN	(informative) Etendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour les vérifications à la fatigue	121
Annexe OO	(informative) Régions de discontinuité types pour les ponts	122
Annexe PP	(informative) Format de sécurité pour l'analyse non linéaire	123
Annexe QQ	(normative) Maîtrise de la fissuration par cisaillement des âmes	124
Annexe R	(normative) Calcul du comportement au feu des BFUP	125
Annexe S	(normative) Adaptation de la procédure d'agrément technique européen aux ancrages de précontrainte utilisés dans un BFUP	126

Annexe T (informative) Valeurs indicatives de caractéristiques du BFUP.....	132
Annexe U (normative) Calcul des structures en BFUP pour leur résistance aux séismes	135
Annexe V (informative) Calculs avancés	136

NF P18-710

1 GÉNÉRALITÉS

1.1 Domaine d'application

(1)P La présente norme s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en BFUP non armé, en BFUP armé ou en BFUP précontraint. Elle est conforme aux principes et exigences de sécurité et d'aptitude au service des ouvrages et aux bases de calcul et de vérification données dans l'EN 1990 : Bases de calcul des structures. Si la structure est composée à la fois d'éléments en BFUP et d'éléments réalisés avec d'autres matériaux (acier, bois, béton ordinaire, composites etc.), il convient de se référer à la présente norme pour la justification des éléments en BFUP.

NOTE Les bâtiments sont définis par leur « aire d'utilisation », se reporter à la norme NF EN 1991-1-1 et à son Annexe Nationale. Les bâtiments de catégorie E (stockage et activité industrielle) ainsi que les parties non courantes des bâtiments des catégories A à D peuvent conduire à des exigences spécifiques, celles-ci doivent alors être précisées dans les documents particuliers du marché.

(2)P La présente norme ne traite que ce qui concerne les exigences de résistance mécanique, d'aptitude au service, de durabilité et de résistance au feu des structures en BFUP. Les autres exigences, celles relatives aux isolations thermiques et acoustiques, par exemple, ne sont pas abordées.

(3)P La présente norme est destinée à être utilisée conjointement avec les normes suivantes :

Eurocode 2 « Calcul des structures en béton »

NF EN 1992-1-1 « Règles générales et règles pour le bâtiment » (octobre 2005) avec intégration du 1^{er} corrigendum (janvier 2008) et 2^e corrigendum (novembre 2010)

NF EN 1992-1-1/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1 » (mars 2007)

NF EN 1992-1-2 « Calcul du comportement au feu » (octobre 2005)

NF EN 1992-1-2/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-2 » (octobre 2007)

NF EN 1992-2 « Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives » (mai 2006)

NF EN 1992-2/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1992-2 » (avril 2007)

NF EN 1992-3 « Silos et réservoirs » (décembre 2006)

NF EN 1992-3/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1992-3 » (juillet 2008)

Eurocode 0 « Bases de calcul des structures »

NF EN 1990 « Bases de calcul des structures » (mars 2003)

NF EN 1990/A1 « Amendement 1 » (juillet 2006)

NF EN 1990/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1990 » (juin 2004)

NF EN 1990/A1/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1990/A1 » (décembre 2007)

Eurocode 1 « Actions sur les structures »

NF EN 1991-1-1 « Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments » (mars 2003) avec intégration du 1^{er} corrigendum (novembre 2009)

NF EN 1991-1-1/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-1 » (Juin 2004)

NF EN 1991-1-2 « Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu » (Juillet 2003) avec intégration du 1^{er} corrigendum (août 2009) et du 2^e corrigendum (décembre 2012)

NF EN 1991-1-2/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-2 » (Février 2007)

NF P18-710

NF EN 1991-1-3 « Actions générales — Charges de neige » (avril 2004) avec intégration du 1^{er} corrigendum (octobre 2009)

NF EN 1991-1-3/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-3 » (Mai 2007)

NF EN 1991-1-3/NA/A1 « Amendement à l'Annexe Nationale » (Juillet 2011)

NF EN 1991-1-4 « Actions générales — Actions du vent » (novembre 2005) avec intégration du 1^{er} corrigendum (mai 2010) et du 2^e corrigendum (septembre 2010)

NF EN 1991-1-4/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-4 » (Mars 2008)

NF EN 1991-1-4/NA/A1 « Amendement à l'Annexe Nationale » (Juillet 2011)

NF EN 1991-1-4/NA/A2 « Amendement 2 à l'Annexe Nationale » (Septembre 2012)

NF EN 1991-1-5 « Actions générales — Actions thermiques » (mai 2004) avec intégration du 1^{er} corrigendum (octobre 2010)

NF EN 1991-1-5/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-5 » (Février 2008)

NF EN 1991-1-6 « Actions générales — Actions en cours d'exécution » (novembre 2005) avec intégration du 1^{er} corrigendum (février 2009) et du 2^e corrigendum (décembre 2012)

NF EN 1991-1-6/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-6 » (mars 2009)

NF EN 1991-1-7 « Actions générales — Actions accidentelles » (février 2007) avec intégration du 1^{er} corrigendum (mars 2011)

NF EN 1991-1-7/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-1-7 » (septembre 2008)

NF EN 1991-2 « Actions sur les ponts dues au trafic » (mars 2004) avec intégration du 1^{er} corrigendum (juin 2010)

NF EN 1991-2/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-2 » (mars 2008)

NF EN 1991-3 « Actions induites par les grues et les ponts roulants » (avril 2007) avec intégration du 1^{er} corrigendum (janvier 2013)

NF EN 1991-3/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-3 » (janvier 2010)

NF EN 1991-4 « Silos et réservoirs » (mai 2007) avec intégration du 1^{er} corrigendum (décembre 2012)

NF EN 1991-4/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1991-4 » (novembre 2007)

Eurocode 7 « Calcul géotechnique » et ses normes d'application nationale

NF EN 1997-1 « Règles générales » (juin 2005) avec intégration du 1^{er} corrigendum (août 2011)

NF EN 1997-1/NA « Annexe Nationale à la NF EN 1997-1 » (septembre 2006)

NF P94-261 « Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles » (juin 2013)

NF P94-262 « Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes » (juillet 2012)

NF P94-281 « Ouvrages de soutènement – murs » (avril 2014)

Normes BFUP

NF P18-470 « BFUP : spécification, performance, production et conformité »

NF P18-710

NF P18-451 « Exécution des ouvrages en béton – Règles spécifiques pour les BFUP »⁴

(4) Les BFUP couverts par cette norme sont les BFUP-S décrits dans la norme NF P18-470.

NOTE Ces BFUP présentent donc notamment les caractéristiques mécaniques suivantes :

- ce sont des BFUP de type M, c'est à dire que les fibres qui contribuent à assurer le caractère écouissant en flexion sont des fibres métalliques
- résistance caractéristique en compression f_{ck} comprise entre 150 MPa et 250 MPa
- résistance caractéristique en traction $f_{ctk,el}$ supérieure à 6,0 MPa
- comportement suffisamment ductile en traction, au sens où ils doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{w_{0,3}} \int_0^{w_{0,3}} \frac{\sigma(w)}{1,25} dw \geq \max(0,4f_{ctm,el}; 3\text{MPa})$$

où $w_{0,3} = 0,3 \text{ mm}$

$f_{ctm,el}$ valeur moyenne de la limite d'élasticité en traction

$\sigma(w)$ contrainte caractéristique post-fissuration en fonction de l'ouverture de fissure w .

- masse volumique comprise entre 2300 et 2800 kg/m³

1.2 Références normatives

(1)P Les documents normatifs suivants contiennent des dispositions qui, lorsque le présent texte y renvoie, constituent des dispositions de la présente norme. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une de ces publications ne s'appliquent pas à cette norme. Les parties intervenant dans des contrats reposant sur la présente norme sont toutefois encouragées à rechercher la possibilité d'appliquer les éditions les plus récentes des documents normatifs indiqués ci-dessous. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique.

(2) Normes de référence :

Eurocode 2⁵

Norme NF P18-470 « BFUP : spécification, performance, production et conformité »

Norme NF P18-451 « Exécution des ouvrages en béton – Règles spécifiques pour les BFUP »⁶

1.3 Hypothèses

(1)P Outre les hypothèses générales de l'EN 1990, les hypothèses suivantes s'appliquent :

- Les structures sont conçues et calculées par un personnel ayant la qualification et l'expérience requises.
- Une surveillance et une maîtrise de la qualité adéquates sont prévues dans les usines, les ateliers et sur le chantier.
- La construction est réalisée par un personnel possédant les compétences et l'expérience requises.
- Les matériaux et produits de construction sont employés de la manière spécifiée dans la présente norme ou suivant les spécifications propres aux matériaux ou produits employés. En particulier, le BFUP est un BFUP de type S conforme à la norme NF P 18-470.
- La structure fera l'objet d'une maintenance adéquate.
- L'utilisation de la structure sera conforme aux prescriptions du projet.
- Les exigences d'exécution et de mise en œuvre données dans la norme NF P18-451 sont respectées.

⁴ En préparation

⁵ Les références précises des normes formant l'Eurocode 2 sont données dans la partie 1.1 de la présente norme.

⁶ En préparation

1.4 Distinction entre Principes et Règles d'Application

(1)P Inchangé

1.5 Définitions

BFUP : les BFUP couverts par la présente norme sont les BFUP-S décrits dans la norme NF P18-470. Ce sont des bétons caractérisés par une résistance à la compression élevée, par une résistance en traction post-fissuration importante permettant d'obtenir un comportement ductile en traction et dont la non-fragilité permet de calculer et de réaliser des structures et éléments de structure sans utiliser d'armatures de béton armé. Pour la réalisation de certaines structures, le BFUP peut néanmoins contenir des armatures de béton armé (on parle alors de BFUP armé) ou des armatures de précontrainte (BFUP précontraint).

Éléments minces / éléments épais : un élément mince est un élément dont l'épaisseur e est telle que $e \leq 3 L_f$ où L_f est la longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité. Les autres éléments sont considérés comme des éléments épais.

1.6 Symboles

Les notations ci-dessous sont utilisées dans la présente norme. Les notations non spécifiques aux BFUP, provenant des Eurocodes sont en général omises dans la liste ci-après.

e : épaisseur de l'élément

c_{min} : enrobage minimal

$c_{min,p}$: enrobage minimal vis-à-vis des conditions de mise en place du BFUP

e_h : distance libre horizontale entre armatures

e_v : distance libre verticale entre armatures

f_c : résistance en compression

f_{ck} : valeur caractéristique de la résistance en compression

f_{cm} : valeur moyenne de la résistance en compression

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance en compression

$f_{ct,el}$: limite d'élasticité en traction

$f_{ctk,el}$: valeur caractéristique de la limite d'élasticité en traction

$f_{ctm,el}$: valeur moyenne de la limite d'élasticité en traction

f_{ctf} : résistance en traction post-fissuration

f_{ctfk} : valeur caractéristique de la résistance post-fissuration

f_{ctfm} : valeur moyenne de la résistance post-fissuration

$f_{ctf,1\%}$: résistance post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure de $0,01H$ où H est la hauteur du prisme d'essai de flexion

$f_{ctf,1\%,k}$: résistance caractéristique post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure de $0,01H$ où H est la hauteur du prisme d'essai de flexion

$f_{ctf,1\%,m}$: résistance moyenne post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure de $0,01H$ où H est la hauteur du prisme d'essai de flexion

$f_{ct,fl}$: limite d'élasticité issue directement de l'essai de flexion 4 points

h_{fs} : hauteur de la partie d'une section en T travaillant en cisaillement

L_c : longueur caractéristique reliant l'ouverture de fissure et une déformation équivalente

L_f : la longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité. Si le BFUP contient un seul type de fibre, L_f est la longueur de ces fibres.

w : ouverture de fissure

w_s : ouverture de fissure au niveau des armatures

w_t : ouverture de fissure au niveau de la fibre la plus tendue

x : hauteur comprimée

x' : hauteur tendue non fissurée

D_{sup} : dimension nominale supérieure du plus gros granulat contenu dans le BFUP (voir 5.4.3 de la norme NF P18-470)

NF P18-710

E_{cm} : valeur moyenne du module d'Young

$E_{c,eff}$: module d'Young effectif

K : facteur d'orientation traduisant l'effet mécanique de l'orientation des fibres sur le comportement post-fissuration en traction

K_{global} : facteur d'orientation associé aux effets globaux

K_{local} : facteur d'orientation associé aux effets locaux

δ : facteur traduisant la diminution de la longueur d'ancrage des armatures grâce aux fibres

ϵ_{cd} : déformation maximale élastique de calcul en compression à l'ELU

ϵ_{cu} : déformation maximale de calcul en compression à l'ELU

$\epsilon_{u,el}$: déformation élastique en traction à l'état limite ultime

$\epsilon_{u,lim}$: déformation limite en traction au-delà de laquelle la participation des fibres n'est plus prise en compte à l'état limite ultime

$\epsilon_{u,pic}$: déformation ELU équivalente correspondant au maximum de contrainte post-fissuration ou à une ouverture de fissure égale à 0,3 mm en cas d'absence de maximum post-fissuration

$\epsilon_{u,1\%}$: déformation équivalente correspondant à une ouverture de fissure égale à 0,01H où H est la hauteur du prisme d'essai de flexion associé aux dimensions de la structure à l'ELU

γ_{cf} : coefficient partiel relatif au BFUP tendu

θ : angle d'inclinaison des bielles

$\sigma_f(w)$: loi de contrainte en fonction de l'ouverture de fissure

$\sigma_{Rd,f}$: valeur moyenne de la résistance post-fissuration le long de la fissure de cisaillement d'inclinaison θ

2 BASES DE CALCUL

2.1 Exigences

2.1.1 Exigences de base

(1) P Inchangé

(2) P Inchangé

(3) Inchangé

2.1.2 Gestion de la fiabilité

(1) Inchangé

(2) Inchangé

2.1.3 Durée d'utilisation de projet, durabilité et gestion de la qualité

(1) Inchangé

2.2 Principes du calcul aux états-limites

(1) Inchangé

2.3 Variables de base

2.3.1 Actions et influences de l'environnement

2.3.1.1 Généralités

(1) Inchangé

2.3.1.2 Effets thermiques

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

2.3.1.3 Tassements / mouvements différentiels

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

2.3.1.4 Précontrainte

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

2.3.2 Propriétés des matériaux et des produits**2.3.2.1 Généralités**

(1) Inchangé

(2) Inchangé

2.3.2.2 Retrait et fluage

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

2.3.3 Déformations du béton

(1)P Inchangé

(2) Le respect des Règles d'Application de la présente Norme permet normalement de tenir compte de ces effets. Il convient également :

- d'apporter une attention particulière sur les déformations et les risques de fissuration dues à l'évolution du BFUP au jeune âge, au fluage et au retrait ;
- de minimiser les gênes apportées aux déformations par des appareils d'appui ou des joints appropriés ;
- en cas de déformations gênées, de veiller à la prise en compte de leur influence dans le calcul.

NOTE Pour les BFUP, les phénomènes de retrait précoce (endogène et éventuellement thermique) sont plus importants que pour les bétons classiques et la mauvaise prise en compte de ce phénomène peut être préjudiciable. Une attention particulière doit donc être apportée notamment pour les pièces élancées, les pièces qui présentent de fortes variations d'épaisseur et pour les pièces bridées.

NF P18-710

(3) Dans les bâtiments, les effets de la température et du retrait peuvent être négligés dans l'analyse globale pour les éléments en BFUP préfabriqués sous réserve que des joints, espacés de d_{joint} , soient incorporés afin de reprendre les déformations résultantes.

Le complément de l'Annexe Nationale, qui donne notamment la valeur de d_{joint} en fonction des régions françaises, s'applique.

2.3.4 Données géométriques

2.3.4.1 Généralités

(1) Inchangé

2.3.4.2 Exigences complémentaires pour les pieux coulés en place

(1)P Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels

2.4.1 Généralités

(1) Inchangé

2.4.2 Valeurs de calcul

2.4.2.1 Coefficient partiel relatif aux effets du retrait

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

2.4.2.2 Coefficients partiels relatifs à la précontrainte

(1) Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

2.4.2.3 Coefficient partiel relatif aux charges de fatigue

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

2.4.2.4 Coefficients partiels relatifs aux matériaux

(1) Il convient d'utiliser les coefficients partiels relatifs aux matériaux, γ_c et γ_{cf} pour le BFUP et γ_s pour les armatures définis pour les états-limites ultimes.

Les valeurs de γ_c , γ_{cf} et γ_s sont données dans le Tableau 2.201. Elles ne sont pas valables pour le dimensionnement au feu, pour lequel il convient de se référer à l'annexe R.

Pour la vérification à la fatigue, il convient d'utiliser, pour les valeurs de $\gamma_{c,fat}$, $\gamma_{cf,fat}$ et $\gamma_{s,fat}$, les coefficients partiels relatifs aux situations de projet durables donnés dans le Tableau 2.201.

Tableau 2.201 — Coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les états-limites ultimes

Situations de projet	γ_c (BFUP comprimé)	γ_{cf} (BFUP tendu)	γ_s (acier de béton armé)	γ_s (acier de précontrainte)
Durable Transitoire	1,5	1,3	1,15	1,15
Accidentelle	1,2	1,05	1,0	1,0

Le coefficient partiel γ_c relatif aux BFUP produits à partir d'un pré-mélange de constituants peut être réduit à 1,3 en situation de projet durable et transitoire et à 1,05 en situation de projet accidentelle.

Cette réduction n'est possible que pour les pré-mélanges définis dans la norme NF P18-470 et faisant l'objet d'un contrôle interne de production de la part du fournisseur de pré-mélange. Le détail de ces contrôles est donné en Annexe G de la norme NF P18-470. Elle est exclue pour les BFUP de type TT1 ou TT1+2, où le traitement thermique appliqué au BFUP avant prise a un effet significatif (au sens du 5.4.8 de la norme NF P18-470), pour lesquels les valeurs de γ_c de 1,5 en situation de projet durable et transitoire et de 1,2 en situation de projet accidentelle doivent être maintenues.

Par ailleurs pour les BFUP de type TT1 ou TT1+2, où le traitement thermique appliqué au BFUP avant prise a un effet significatif (au sens du 5.4.8 de la norme NF P18-470), qu'ils soient ou non produits à partir d'un pré-mélange de constituants, le coefficient partiel en traction γ_{cf} doit être augmenté à 1,4 en situation de projet durable et transitoire et à 1,1 en situation de projet accidentelle.

(2) En ce qui concerne les coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les vérifications aux états-limites de service, il convient de prendre les valeurs suivantes : $\gamma_c = \gamma_{cf} = \gamma_s = 1,0$

(3) Inchangé

2.4.2.5 Coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les fondations

(1) Inchangé

(2) Ne s'applique pas

2.4.3 Combinaisons d'actions

(1) Inchangé

(2) Inchangé

2.4.4 Vérification de l'équilibre statique - EQU

(1) Inchangé

2.5 Dimensionnement assisté par l'expérimentation

(1) Inchangé

2.6 Exigences complémentaires pour les fondations

(1)P Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3) Ne s'applique pas

(4) Inchangé

NF P18-710**2.7 Exigences relatives aux fixations**

(1) Il convient de considérer à la fois les effets locaux et les effets d'ensemble des éléments de fixation, en tenant compte le cas échéant des spécificités liées aux caractéristiques des BFUP.

3 MATÉRIAUX

3.1 BFUP

3.1.1 Généralités

(1)P Les paragraphes qui suivent donnent les principes applicables aux BFUP couverts par la présente norme (voir 1.1 (4)).

(2) Ne s'applique pas

(3) Complément : Les caractéristiques mécaniques du matériau BFUP, résistance en compression, comportement en traction et module d'Young, ainsi que les lois de retrait et fluage, doivent être évalués conformément à la norme NF P18-470.

Le calcul d'exécution d'une structure en BFUP doit être établi à partir des caractéristiques du BFUP mis en œuvre, validées conformément à la norme NF P18-470 au stade de l'épreuve de convenance. Comme explicité dans la norme NF P18-470, ce BFUP fait l'objet d'une caractérisation complète vis-à-vis des propriétés requises pour le projet, dont la détermination peut s'appuyer sur une carte d'identité.

Pour des études préliminaires ou de projet, et en l'absence d'essais ou de carte d'identité, il est possible d'utiliser les valeurs données en annexe T.

3.1.2 Résistance

(1)P La résistance en compression du BFUP est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique (fractile 5 %) mesurée sur cylindre f_{ck} , conformément au 5.5.2 de la norme NF P18-470.

(2)P Ne s'applique pas

(3) Ne s'applique pas

(4) Ne s'applique pas

(5) La résistance en compression du BFUP à l'âge t dépend du traitement thermique éventuel dont il a fait l'objet.

Si le BFUP n'a pas subi de traitement thermique (STT) ou qu'il est classé TT1 (voir 4.3.3 de la norme NF P18-470) :

- si $t \geq 28$ jours, la résistance en compression à retenir est f_{ck}
- si $t < 28$ jours, la résistance en compression doit être spécifiée et évaluée conformément à l'article 5.5.2 de la norme NF P18-470.

Si le BFUP est classé TT2 ou TT1+2 (voir 4.3.3 de la norme NF P18-470) :

- si la date t est postérieure à la fin du traitement thermique, la résistance en compression à retenir est f_{ck}
- si la date t est antérieure à la fin du traitement thermique, la résistance en compression doit être spécifiée et évaluée conformément à l'article 5.5.2 de la norme NF P18-470

De façon analogue, l'âge de référence pour la détermination des caractéristiques de calcul du BFUP durci est de 28 jours pour les BFUP de type STT ou TT1 et après application du traitement thermique pour les BFUP de type TT2 ou TT1+2.

(6) Ne s'applique pas

(7) Les caractéristiques du comportement en traction du BFUP sont données en 3.1.7.3.

(8) Ne s'applique pas

(9) Ne s'applique pas

NF P18-710

3.1.3 Déformation élastique

(1) Les déformations élastiques du BFUP dépendent largement de la composition de celui-ci.

(2) La valeur du module d'Young E_{cm} doit être déterminée conformément à 5.5.8 de la norme NF P18-470.

Le module d'Young à considérer pour les calculs de section en traction est le même que celui en compression.

NOTE Dans le cas d'études préliminaires ou de projet, et en l'absence d'essais ou de carte d'identité, une valeur du module d'Young est proposée en annexe T.

(3) Ne s'applique pas

(4) Le coefficient de Poisson peut être pris égal à 0,2 pour le BFUP.

(5) Le coefficient linéaire de dilatation thermique du BFUP doit être issu d'épreuves d'études ou de la carte d'identité du matériau, en particulier lorsque l'ouvrage est sensible aux déformations thermiques, que des déformations sont susceptibles d'être empêchées au jeune âge, ou qu'il est soumis au risque d'incendie. La norme NF P18-470 donne les indications nécessaires à la détermination de la valeur du coefficient de dilatation thermique.

NOTE Dans le cas d'études préliminaires ou de projet, et en l'absence d'essais ou de carte d'identité, une valeur du coefficient linéaire de dilatation thermique est proposée en annexe T.

3.1.4 Fluage et retrait

(1) P Inchangé

(2) Ne s'applique pas

(3) Ne s'applique pas

(4) Ne s'applique pas

(5) Complément : Concernant le retrait, une valeur finale ou une courbe complète d'évolution issues d'épreuves d'études ou de la carte d'identité du BFUP doivent être utilisées, en particulier lorsque l'ouvrage est sensible aux déformations instantanées et différées et à leurs effets structurels, ou peut être soumis à des déformations gênées au jeune âge. La norme NF P18-470 donne les indications nécessaires à la détermination de la valeur finale du retrait ou de son évolution.

Concernant le fluage, une valeur finale ou une courbe complète d'évolution des déformations de fluage issues d'épreuves d'études ou de la carte d'identité d'un BFUP doivent être utilisées, en particulier lorsque l'ouvrage est sensible aux déformations instantanées et différées et à leurs effets structurels, ou peut être soumis à des pertes de précontrainte. Cette sensibilité de l'ouvrage pourra être appréciée par des évaluations en fourchette. La norme NF P18-470 donne les indications nécessaires à la détermination expérimentale du fluage.

NOTE L'évolution du retrait et du fluage peut être décrite en utilisant les modèles de l'annexe B de la norme NF EN 1992-2, moyennant une calibration des amplitudes et coefficients liés à la cinétique en application du paragraphe B.104 de la NF EN 1992-2.

Dans le cas d'études préliminaires ou de projet, et en l'absence de résultats d'essais ou de carte d'identité, des valeurs pour effectuer des calculs de retrait et fluage sont proposées en annexe T.

3.1.5 Relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale non linéaire

(1) La relation contrainte déformation incluant la partie post-pic pour l'analyse structurale non linéaire (loi moyenne de comportement en compression) est définie par les Expressions suivantes, qui tiennent compte de l'effet de confinement apporté par les fibres par la résistance post-fissuration f_{ctfm} / K_{global} (K_{global} correspondant en principe à la direction transversale radiale) :

$$\sigma = f_{cm} \frac{\eta \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,f}}}{\eta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,f}} \right)^{\varphi \cdot \eta}} \quad (3.201)$$

Expression dans laquelle :

$$\varepsilon_{c1,f} = \left[1 + 4 \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right] \left[1 + 0,16 \frac{k_0}{(f_{cm}^2 + 800)} \right] \frac{f_{cm}^{2/3}}{k_0} \quad (3.202)$$

f_{cm} étant exprimé en MPa et où :

$$k_0 = \frac{E_{cm}}{f_{cm}^{1/3}} \quad (3.203)$$

$$\eta = \frac{k}{k-1} \quad (3.204)$$

avec :

$$k = E_{cm} \frac{\varepsilon_{c1,f}}{f_{cm}} \quad (3.205)$$

$$\varphi = \begin{cases} 1 & \text{si } \varepsilon \leq \varepsilon_{c1,f} \\ \frac{\ln \left(1 - \eta + \frac{\eta}{0,7} \frac{\varepsilon_{cu1,f}}{\varepsilon_{c1,f}} \right)}{\eta \cdot \ln \left(\frac{\varepsilon_{cu1,f}}{\varepsilon_{c1,f}} \right)} & \text{si } \varepsilon > \varepsilon_{c1,f} \end{cases} \quad (3.206)$$

$$\varepsilon_{cu1,f} = \left[1 + 15 \frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right] \left[1 + \frac{20}{f_{cm}} \right] \left[1 + 0,16 \frac{k_0}{(f_{cm}^2 + 800)} \right] \frac{f_{cm}^{2/3}}{k_0} \quad (3.207)$$

Dans les sections ou parties de sections minces, l'orientation préférentielle des fibres parallèlement aux parois ne permet pas d'obtenir le confinement. Il faut prendre $f_{ctfm} = 0$ dans les Expressions précédentes.

(2) Une représentation schématique de la relation contrainte-déformation en compression pour l'analyse structurale non linéaire est donnée sur la Figure 3.201 :

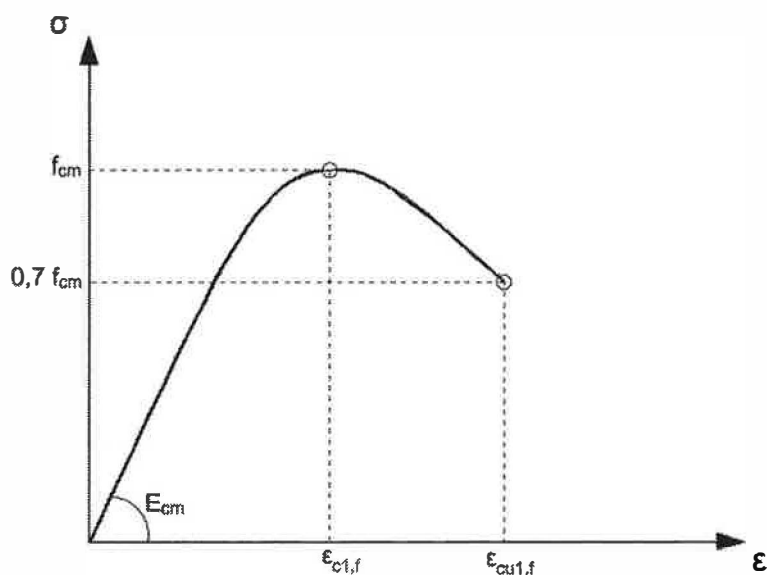
NF P18-710

Figure 3.201 — Loi du BFUP en compression pour l'analyse structurale non linéaire

La déformation est limitée à $\epsilon_{cu1,f}$.

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

(1)P La résistance de calcul en compression est définie comme :

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

où :

γ_c est le coefficient partiel relatif au BFUP comprimé, voir 2.4.2.4

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. La valeur à retenir pour les BFUP est $\alpha_{cc} = 0,85$.

(2)P Ne s'applique pas

3.1.7 Relations contrainte-déformation pour le calcul des sections

3.1.7.1 Généralités

(1) La partie 3.1.7 de la présente norme remplace en totalité la partie 3.1.7 de la norme NF EN 1992-1-1.

3.1.7.2 Loi de comportement en compression

(1) La loi du BFUP en compression à utiliser pour le calcul des sections aux ELU est la suivante :

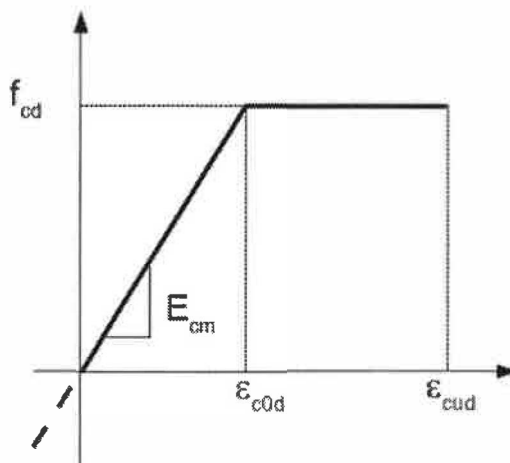


Figure 3.202 — Loi du BFUP en compression pour les calculs aux ELU

La déformation ε_{c0d} est définie par la relation suivante :

$$\varepsilon_{c0d} = f_{cd} / E_{cm} \quad (3.9)$$

La déformation ultime à prendre en compte à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{cud} = \left(1 + 14 \frac{f_{ctm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right) \cdot \varepsilon_{c0d} \quad (3.208)$$

où :

f_{ctm} est la valeur moyenne de la résistance post-fissuration en traction (voir 5.5.4 de la norme NF P18-470 pour sa détermination)

K_{global} est le facteur d'orientation associé aux effets globaux (voir 4.4.3 de la norme NF P18-470 pour sa détermination)

f_{cm} est la valeur moyenne de la résistance en compression (voir 5.5.2 de la norme NF P18-470 pour sa détermination).

3.1.7.3 Résistance en traction

3.1.7.3.1 Généralités

(1) Le comportement en traction est caractérisé par la limite d'élasticité en traction et par la loi de comportement post-fissuration contrainte - ouverture de fissure $\sigma(w)$ ou contrainte - déformation unitaire $\sigma(\epsilon)$. Cette loi peut être modulée suivant des directions particulières de l'effort de traction.

NOTE Les différentes directions à envisager peuvent être par exemple la direction longitudinale pour la résistance en flexion, la direction perpendiculaire à celle des bielles comprimées pour la résistance à l'effort tranchant, la direction transversale radiale pour l'effet de confinement du BFUP comprimé, la direction transversale circonférentielle pour l'effet de couture vis-à-vis du fendage du BFUP des ancrages ou recouvrements de barres et des zones de diffusion d'efforts concentrés.

Cette prise en compte est possible pour le calcul des sections à l'ELU comme à l'ELS.

(2) Vis-à-vis du comportement en traction, il convient de se référer à l'article 5.5.4 de la norme NF P18-470. Deux approches sont possibles :

- soit on retient une loi points par points directement issue des essais en choisissant éventuellement une description simplifiée de cette loi, linéaire par morceaux

- soit on retient une loi conventionnelle décrite dans les paragraphes ci-après mais pour laquelle les paramètres sont déterminés à partir des résultats d'essais

Les spécifications pour la réalisation de l'ouvrage peuvent utiliser l'une ou l'autre de ces approches.

NF P18-710

NOTE Dans le cas d'études préliminaires ou de projet, et en l'absence d'essais ou de carte d'identité, il est possible d'utiliser la loi conventionnelle donnée en annexe T.

(3) L'orientation des fibres est un paramètre important de la loi de calcul en traction et se traduit par un jeu de facteurs d'orientation K. Sa détermination doit être faite selon l'annexe F de la norme NF P18-470.

(4) La limite d'élasticité en traction est notée $f_{ctk,el}$ pour sa valeur caractéristique et $f_{ctm,el}$ pour sa valeur moyenne.

La résistance post-fissuration est notée f_{ctfk} pour sa valeur caractéristique et f_{ctfm} pour sa valeur moyenne. Cette résistance n'intègre pas le facteur d'orientation K.

Cette résistance post-fissuration se détermine à partir des courbes expérimentales conformément à la norme NF P18-470.

Elle est égale au maximum mesuré s'il est plus grand que la limite d'élasticité, sinon deux cas sont possibles :

- si l'on observe un maximum local, f_{ctf} correspond au maximal local, comme indiqué sur la Figure 3.203 ci-après :

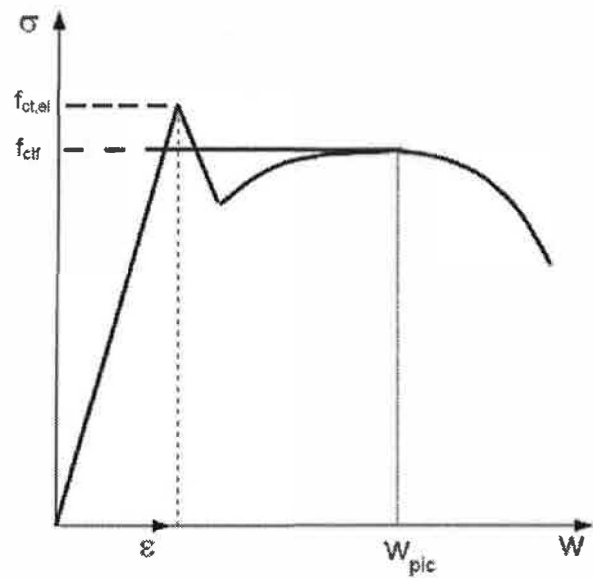


Figure 3.203 — Définition de f_{ctf} dans le cas d'un maximum local

- s'il n'y a pas de pic local, f_{ctfk} est la contrainte correspondant à une ouverture de fissure de 0,3 mm, comme indiqué sur le schéma ci-après :

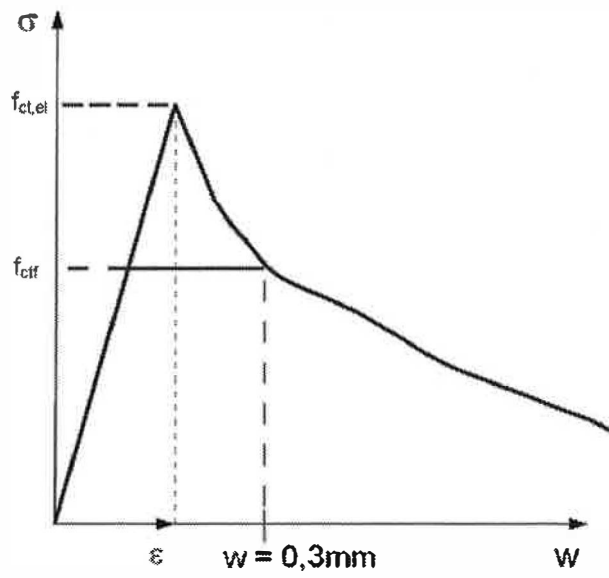


Figure 3.204 — Définition de f_{ctf} dans le cas où il n'y a pas de maximum local

(5) Les BFUP couverts par la présente norme ont un comportement en traction qui doit être spécifié selon le paragraphe 5.5.4 de la norme NF P18-470. Pour le calcul, des classes de comportement en traction dites "de calcul" sont définies comme suit :

- classe T1* (adoucissant en traction directe) lorsque $f_{ctf}/K < f_{ct,el}$ aussi bien pour la courbe moyenne que pour la courbe caractéristique, soit $f_{ctfm}/K < f_{ctm,el}$ et $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$
- classe T2* (peu écrouissant) lorsque $f_{ctf}/K \geq f_{ct,el}$ pour la courbe moyenne et que $f_{ctf}/K < f_{ct,el}$ pour la courbe caractéristique, soit $f_{ctfm}/K \geq f_{ctm,el}$ et $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$
- classe T3* (très écrouissant) lorsque $f_{ctf}/K \geq f_{ct,el}$ aussi bien pour la courbe moyenne que pour la courbe caractéristique, soit $f_{ctfm}/K \geq f_{ctm,el}$ et $f_{ctfk}/K \geq f_{ctk,el}$

NOTE 1 Si le facteur d'orientation K est égal à 1,25, les classes de comportement en traction T1, T2 et T3 selon la norme NF P 18-470 et les classes de comportement en traction de calcul T1*, T2* et T3* coïncident.

NOTE 2 Le facteur d'orientation K pouvant être différent suivant les directions de sollicitation considérées, le comportement en traction de calcul d'un BFUP peut relever de classes différentes suivant les directions de sollicitation considérées.

(6) Lorsque $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf}) < f_{ctk,el} / \gamma_{cf}$, la loi ELU doit être écrêtée, c'est-à-dire qu'elle doit présenter un palier horizontal, ce palier horizontal correspondant à une contrainte égale à $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf})$.

Lorsque $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$, la loi ELS doit également être écrêtée à un palier horizontal correspondant à une contrainte égale à f_{ctfk}/K .

Lorsque $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf}) > f_{ctk,el} / \gamma_{cf}$, la loi ELU est construite en reliant le point correspondant à $f_{ctk,el}$ au point correspondant à $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf})$ par une droite et la contrainte est prise nulle après le point correspondant à $f_{ctfk}/(K \cdot \gamma_{cf})$.

Lorsque $f_{ctfk}/K > f_{ctk,el}$, la loi ELS est construite en reliant le point correspondant à $f_{ctk,el}$ au point correspondant à f_{ctfk}/K par une droite et la contrainte est prise nulle après le point correspondant à f_{ctfk}/K .

(7) Pour la loi de calcul aux ELS, la déformation limite en traction ε_{lim} est la déformation au-delà de laquelle la contrainte de calcul de traction du BFUP est nulle. La déformation limite élastique est notée ε_{el} et est égale à $f_{ctk,el}/E_{cm}$.

Pour la loi de calcul aux ELU, la déformation limite en traction $\varepsilon_{u,lim}$ est la déformation au-delà de laquelle la contrainte de calcul de traction du BFUP est nulle. La déformation limite élastique est notée $\varepsilon_{u,el}$ et est égale à $f_{ctk,el}/(\gamma_{cf} \cdot E_{cm})$.

(8) Les lois en traction ne sont pas identiques suivant que l'élément considéré est épais ou mince. Un élément mince est un élément dont l'épaisseur e est telle que :

$e \leq 3 L_f$ avec L_f = la longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité.

Les autres éléments sont considérés comme des éléments épais.

La détermination expérimentale des lois est différente entre les éléments minces et les éléments épais (voir 4.4.3 de la norme NF P18-470).

(9) Pour l'application de certaines prescriptions aux ELS, on devra utiliser des lois de calcul « en valeurs moyennes » pour lesquelles f_{ctfk} est remplacé par f_{ctfm} et $f_{ctk,el}$ par $f_{ctm,el}$.

3.1.7.3.2 Lois conventionnelles pour éléments épais

(1) La loi conventionnelle pouvant être prise en compte pour le calcul des sections épaisses est la suivante :

NF P18-710

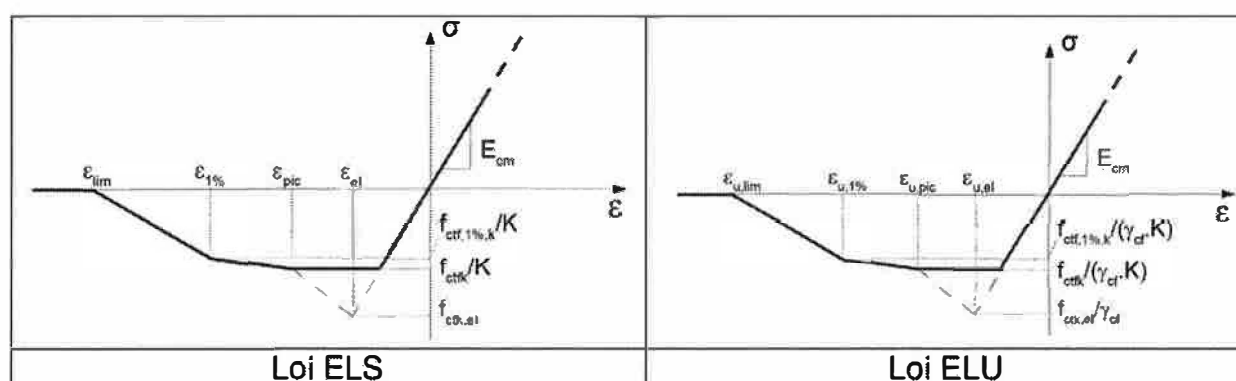


Figure 3.205 — Loi conventionnelle pour les BFUP de classe T1* ou T2* (issue de courbe $\sigma(w)$)

Les paramètres donnés dans ces lois de calcul sont :

A l'ELS :

$$\varepsilon_{pic} = \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (3.209)$$

A l'ELU :

$$\varepsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{cm}} \quad (3.210)$$

où w_{pic} est l'ouverture de fissure correspondant au pic local de la courbe issue des essais réalisés selon l'annexe D de la norme NF P18-470 ou est égale à 0,3 mm s'il n'y a pas de pic.

A l'ELS :

$$\varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad (3.211)$$

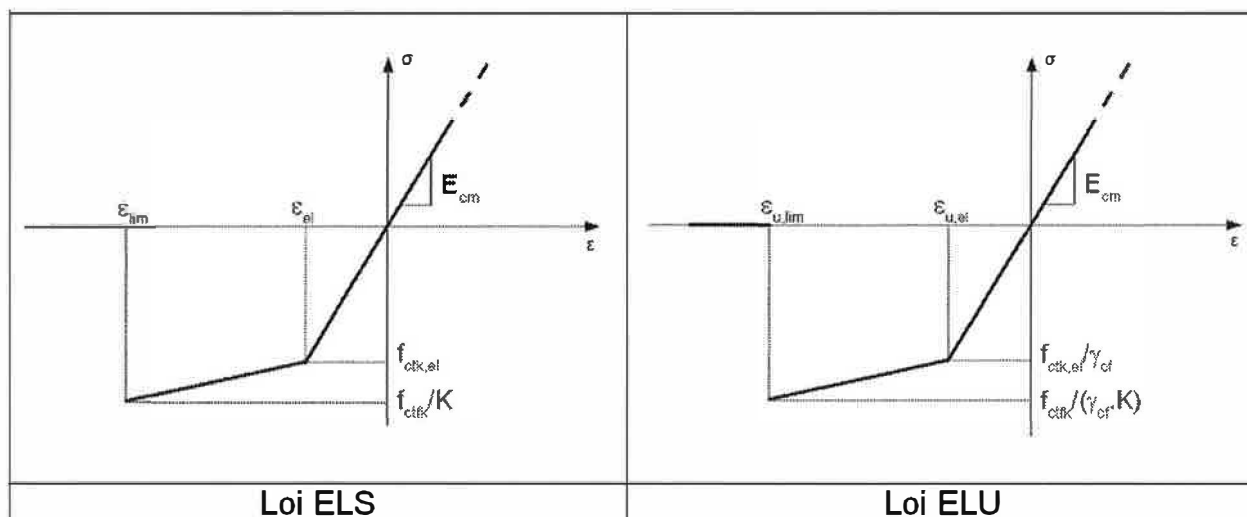
A l'ELU :

$$\varepsilon_{u,1\%} = \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{cm}} \quad (3.212)$$

avec $w_{1\%} = 0,01H$, H étant la hauteur du prisme d'essai de flexion (voir annexe D de la norme NF P18-470)

$\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = \frac{L_f}{4L_c}$, L_f étant la longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité

$L_c = \frac{2}{3}h$ longueur caractéristique (avec h hauteur de la section).

Figure 3.206 — Loi pour les BFUP de classe T3* (obtenue directement en $\sigma(\epsilon)$)

3.1.7.3.3 Lois conventionnelles pour éléments minces

(1) Les lois conventionnelles pouvant être prise en compte pour le calcul des sections minces sont les suivantes :

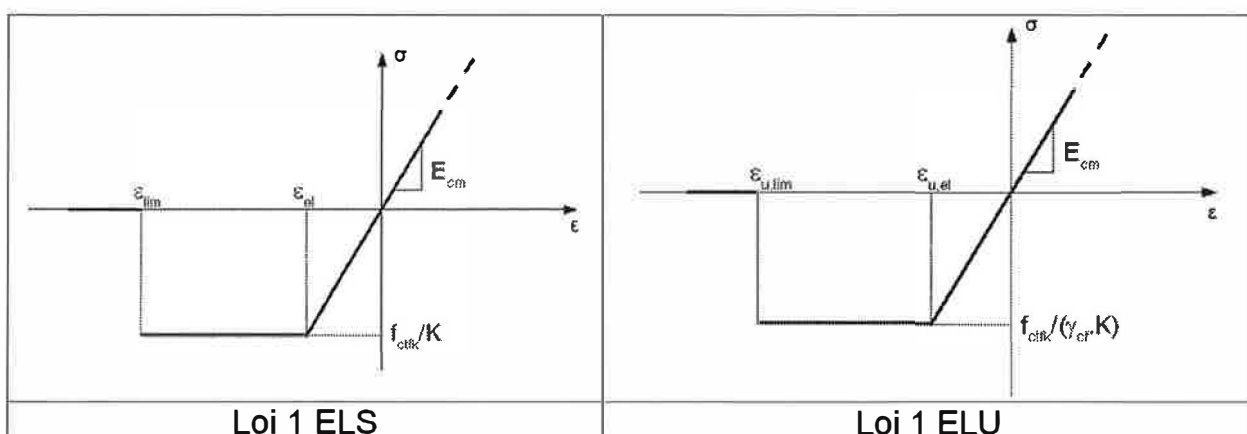


Figure 3.207 — Loi conventionnelle n°1 pour les éléments minces

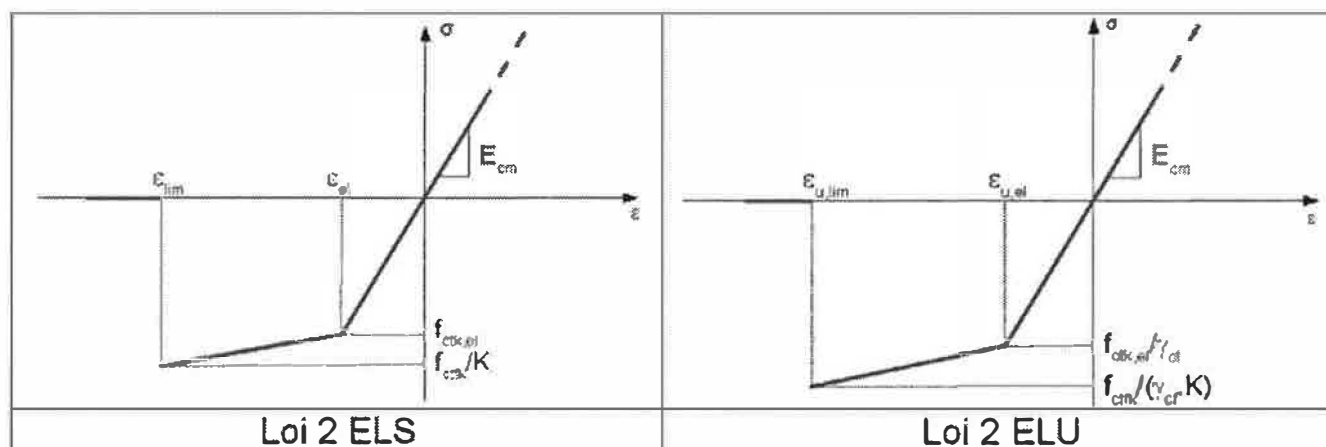


Figure 3.208 — Loi conventionnelle n°2 pour les éléments minces

La loi 1 n'est utilisable que pour des éléments soumis à de la flexion simple ou à de la flexion-compression. La loi 2 est utilisable quel que soit le type de sollicitation, à condition que le matériau soit de classe T3*.

Dans les lois 1 et 2 décrites ci-avant, $\epsilon_{u,lim}$ ($= \epsilon_{lim}$) est la déformation maximale en traction résultant de l'exploitation des essais de caractérisation décrits en annexe E de la norme NF P18-470.

NF P18-710

3.1.7.3.4 Prise en compte de la répartition des fibres

(1) Afin de couvrir la disparité d'orientation des fibres due à la mise en œuvre, les différentes justifications s'appuient sur une loi de calcul affectée d'un facteur d'orientation K qui prend l'une des deux valeurs K_{global} ou K_{local} .

(2) K_{local} est destiné aux effets locaux correspondant à des sollicitations qui requièrent la résistance des fibres dans des zones très localisées (par exemple, la diffusion des forces de précontrainte).

K_{global} concerne les effets globaux correspondant à des sollicitations qui requièrent l'effet des fibres dans des zones plus étendues et où un défaut localisé sera sans conséquence (par exemple, effort tranchant, résistance en flexion d'une dalle).

Le choix entre K_{local} et K_{global} est précisé dans chaque vérification à conduire.

(3) Le facteur d'orientation K est établi sur la base d'essais sur un modèle représentatif de la structure réelle conformément à l'annexe F de la norme NF P18-470.

NOTE Dans le cas d'études préliminaires ou de projet, et en l'absence d'essais sur le modèle représentatif de la structure réelle, des valeurs du facteur d'orientation K sont proposés en annexe T.

(4) Le facteur d'orientation K peut être différent suivant les directions de sollicitation et les parties d'ouvrage considérées. Dans les différentes vérifications faisant intervenir ce facteur, sa détermination doit correspondre à la direction perpendiculaire au plan des fissures potentielles dans le mécanisme résistant considéré. A défaut d'une détermination expérimentale directe dans cette direction, on adoptera le maximum des valeurs de K déterminées dans deux directions perpendiculaires.

3.1.8 Résistance à la traction en flexion

(1) Ne s'applique pas, car traité en 3.1.7.

3.1.9 Béton confiné

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

3.2 Acier de béton armé

3.2.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3)P Inchangé

(4)P Inchangé

(5) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

3.2.2 Propriétés

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3)P Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(4)P Inchangé

(5) Inchangé

(6)P Inchangé

3.2.3 Résistance

(1)P Inchangé

3.2.4 Caractéristiques de ductilité

(1)P Inchangé, y compris (101)P de la norme NF EN 1992-2 et son Annexe Nationale

(2) Inchangé

3.2.5 Soudage

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3)P Inchangé

(4) Inchangé

3.2.6 Fatigue

(1)P Inchangé

3.2.7 Hypothèses de calcul

(1) Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3) Inchangé

(4) Inchangé

3.3 Acier de précontrainte

3.3.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5)P Inchangé

(6) Inchangé

(7)P Inchangé

(8)P Inchangé

(9)P Inchangé

(10)P Inchangé

(11)P Inchangé

NF P18-710

3.3.2 Propriétés

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3)P Inchangé

(4)P Inchangé

(5) Inchangé

(6) Inchangé

(7) Inchangé

(8) Inchangé

(9) Inchangé

3.3.3 Résistance

(1)P Inchangé

3.3.4 Caractéristiques de ductilité

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

3.3.5 Fatigue

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

3.3.6 Hypothèses de calcul

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) Inchangé

(6) Inchangé

(7) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

3.3.7 Armatures de précontrainte logée dans des gaines

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

3.4 Dispositif de précontrainte

3.4.1 Ancrage et coupleurs

3.4.1.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2)P Les ancrages et coupleurs du système de précontrainte utilisés sont issus d'un système de précontrainte qui possède une évaluation technique européenne (ETE) selon l'ETAG013 et peuvent avoir fait l'objet d'adaptations sous réserve d'une validation expérimentale selon l'annexe S.

(3)P Inchangé

3.4.1.2 Propriétés mécaniques

3.4.1.2.1 Armatures de précontraintes ancrées

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

3.4.1.2.2 Organes d'ancrage et zone d'ancrage

(1)P Inchangé

3.4.2 Armatures de précontrainte extérieure (non adhérentes)

3.4.2.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3) Inchangé

3.4.2.2 Ancrages

(1) Inchangé

NF P18-710**4 DURABILITÉ ET ENROBAGE DES ARMATURES****4.1 Généralités**

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3)P Inchangé

(4) La prévention de la corrosion des fibres et du ferrailage actif ou passif dépend :

- de la compacité et de la qualité du BFUP, en particulier dans la zone d'enrobage, obtenues par le respect des exigences liées aux classes d'exposition décrites en 5.3 de la norme NF P 18-470 ;
- de l'épaisseur d'enrobage (voir 4.4) ;
- du contrôle de la fissuration (voir 7.3).

(5) Inchangé

(6) Inchangé

4.2 Conditions d'environnement

(1)P Inchangé

(2) Les classes d'exposition des BFUP en fonction des conditions d'environnement sont explicitées dans la norme NF P18-470.

Pour rappel, ces dernières sont données dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 — Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
X0	Pour le béton non armé ou sans pièces métalliques noyées : toutes les expositions sauf l'abrasion, l'attaque chimique ou par le gel-dégel. Pour le béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec.	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 Corrosion par carbonatation		
Lorsque le béton armé ou contenant des pièces métalliques noyées est exposé à l'air et à l'humidité, les classes d'exposition doivent être définies comme suit :		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible ; béton immergé dans l'eau en permanence
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau à long terme ; grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé ; béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	Surfaces soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2
3 Corrosion par les chlorures autres que ceux de l'eau de mer		

NF P18-710

Lorsque le béton armé ou contenant des pièces métalliques noyées est soumis au contact d'une eau contenant des chlorures d'origine autre que marine, y compris ceux des sels de déverglaçage, les classes d'exposition doivent être définies comme suit :		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de bétons exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines ; béton exposé à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternance d'humidité et de séchage	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures. Chaussées ; dalles de parcs de stationnement de véhicules
4 Corrosion par les chlorures de l'eau de mer		
Lorsque le béton armé ou contenant des pièces métalliques noyées est soumis au contact des chlorures de l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin, les classes d'exposition doivent être définies comme suit :		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines
5 Attaque par le gel-dégel avec ou sans agent de déverglaçage		
Lorsque le béton est soumis à une attaque significative due à des cycles de gel-dégel alors qu'il est mouillé, les classes d'exposition doivent être définies comme suit :		
XF1	Saturation modérée en eau sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de bétons exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau avec agent de déverglaçage	Surfaces verticales de bétons des ouvrages routiers exposées au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau sans agent de déverglaçage	Surfaces horizontales de bétons exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau avec agents de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglaçage ; surfaces de bétons directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel ; zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel
6 Attaque chimique		
Lorsque le béton est soumis à une attaque chimique par les sols et les eaux souterraines naturels, les classes d'exposition doivent être définies comme suit :		
XA1	Environnement à faible agressivité chimique	Béton exposé à des sols et des eaux souterraines naturels selon le Tableau 3 de la NF P18-470
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée	Béton exposé à des sols et des eaux souterraines naturels selon le Tableau 3 de la NF P18-470
XA3	Environnement à forte agressivité chimique	Béton exposé à des sols et des eaux souterraines naturels selon le Tableau 3 de la NF P18-470

Les précisions suivantes sont apportées :

- Les BFUP de type M ne peuvent pas relever de la classe d'exposition X0.
- En l'absence de spécifications particulières, sont à classer :

NF P18-710

- en XC1 : les parties de bâtiments à l'abri de la pluie, à l'exception des parties classées en XC3 ;
- en XC2 : les parties de bâtiments en contact de l'eau à long terme ;
- en XC3 : les parties de bâtiment à l'abri de la pluie mais non closes, ou exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée ;
- en XC4 : les parties aériennes d'ouvrages d'art et les parties aériennes des bâtiments non protégées de la pluie, y compris les retours de ces parties concernés par les cheminements et/ou rejaillissements d'eau.

- En l'absence de spécifications particulières, sont à classer :

- en XD1 : les surfaces modérément humides exposées à des chlorures transportés par voie aérienne ;
- en XD2 : les piscines ou les parties exposées aux eaux industrielles et contenant des chlorures ;
- en XD3 : les parties d'ouvrages soumises à des projections fréquentes et très fréquentes et contenant des chlorures, et sous réserve d'absence de revêtement d'étanchéité assurant la protection du BFUP.

- En l'absence de spécifications particulières, sont à classer :

- en XS1 : les éléments de structure qui ne sont ni en contact avec l'eau de mer ni exposés aux embruns, mais qui sont directement exposés à l'air salin, soit ceux qui se situent au-delà de la zone de classement XS3 et à moins de 1 km de la côte, parfois plus, jusqu'à 5 km, suivant la topographie particulière ;
- en XS2 : les éléments de structures marins immergés en permanence ;
- en XS3 : les éléments de structures marines en zone de marnage et/ou exposés aux embruns, lorsqu'ils sont situés à moins de 100 m de la côte, parfois plus, jusqu'à 500 m, suivant la topographie particulière.

- Dans le cas d'attaque gel-dégel et sauf spécification particulière notamment fondée sur l'état de saturation par contact durable avec l'eau liquide (par exemple surface horizontale ou non), les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel (Figure NA2 de la norme NF EN 206/CN) et dans le Tableau 4.201 ci-après, avec les précisions du fascicule de documentation FD P 18-326. Le salage est considéré comme « peu fréquent » lorsque la moyenne annuelle du nombre de jours de salage estimée sur les 10 dernières années est inférieure à 10, « très fréquent » lorsqu'elle est supérieure ou égale à 30, et « fréquent » entre ces deux cas.

Tableau 4.201 — Classe d'exposition en fonction du gel et du salage

Gel \ Salage	Aucun	Peu fréquent	Fréquent	Très fréquent
Faible ou modéré	XF1	XF1	XF2	XF2*
Sévère	XF3	XF3	XF4	XF4
* A l'exception des chaussées béton et des éléments d'ouvrages d'art très exposés qui seront classés en XF4.				

Les classes complémentaires XH1, XH2 et XH3 issues des « Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne » publiées par le LCPC en août 2007 sont introduites pour décrire le caractère plus ou moins saturé en eau de l'environnement immédiat des parties de l'ouvrage

NOTE Le choix des classes d'exposition s'appuiera sur les guides référencés DT003 préparés par l'Ecole Française du Béton et téléchargeables sur le site www.egfbtp.com :

- « Guides pour le choix des classes d'exposition des ouvrages de bâtiment coulés en place ou préfabriqués »
- « Guide pour le choix des classes d'exposition des ouvrages d'art en béton »
- « Guide pour le choix des classes d'exposition des ouvrages maritimes et fluviaux »
- « Guide pour le choix des classes d'exposition des ouvrages d'équipement de la route »
- « Guide pour le choix des classes d'exposition des tunnels routiers creusés »
- « Guide pour le choix des classes d'exposition des tranchées couvertes, galeries, casquettes et caissons immergés »
- « Guide pour le choix des classes d'exposition des ouvrages divers de génie civil »

(3) En plus des conditions du Tableau 4.1, il convient de considérer certaines formes particulières d'actions agressives ou d'actions indirectes :

attaque chimique due par exemple à :

- utilisation du bâtiment ou de l'ouvrage (stockage de liquides etc.)
- acides ou sulfates en solution
- chlorures contenus dans le béton
- réactions alcali-granulats

attaque physique due par exemple à :

- variation de température
- abrasion
- pénétration d'eau

Concernant ces attaques chimiques et physiques, il convient de se reporter aux parties adéquates de la norme NF P18-470.

(104) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

(105) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-2

(106) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-2

4.3 Exigences de durabilité

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(103) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

4.4 Méthodes de vérification

4.4.1 Enrobage

4.4.1.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

4.4.1.2 Enrobage minimal, $c_{\min}$

(1)P Inchangé

NOTE Pour rappel, l'enrobage est la distance entre l'axe de l'armature la plus proche de la surface du BFUP et cette dernière, diminuée de la moitié du diamètre nominal de l'armature.

(2)P La valeur à utiliser est la plus grande valeur de $c_{\min}$ satisfaisant aux exigences à la fois en ce qui concerne l'adhérence et les conditions d'environnement.

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{\min,p}; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

avec :

$c_{\min,b}$ enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence, voir 4.4.1.2 (3)

$c_{\min,dur}$ enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement, voir 4.4.1.2 (5)

$\Delta c_{dur,\gamma}$ marge de sécurité, voir 4.4.1.2 (6)

$\Delta c_{dur,st}$ réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable, voir 4.4.1.2 (7)

NF P18-710

$\Delta C_{dur,add}$ réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire, voir 4.4.1.2 (8)

$c_{min,p}$ enrobage minimal vis-à-vis des conditions de mise en place du BFUP,

$$c_{min,p} = \max\{1,5 L_f; 1,5 D_{sup}; \phi\}$$

où L_f est la longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité, D_{sup} est la dimension nominale supérieure du plus gros granulat (voir 5.4.3 de la norme NF P18-470), ϕ est le diamètre des armatures de béton armé, des armatures de précontrainte ou des gaines le cas échéant.

NOTE Sur justification particulière validée par une distribution suffisamment homogène des fibres dans l'élément témoin lors de l'épreuve de convenance, la valeur $c_{min,p}$ peut être réduite sans descendre en dessous de L_f .

(3) Inchangé en ce qui concerne les armatures de béton armé.

La valeur de $c_{min,b}$ à utiliser est :

- Pour les gaines de précontrainte par post-tension :
 - Gains de section circulaire : diamètre de la gaine
 - Gains plates : la plus petite dimension ou la moitié de la plus grande dimension, si celle-ci est supérieure
- Pour les armatures de précontrainte pré-tendues : 2,0 fois le diamètre du toron ou du fil, ou le diamètre du plus gros granulat si celui-ci est supérieur.

NOTE Dans le cas de l'utilisation de gaines de précontrainte par post-tension, sur justification particulière validée par une distribution suffisamment homogène des fibres dans l'élément témoin lors de l'épreuve de convenance, la valeur $c_{min,b}$ peut être réduite sans descendre en dessous de L_f .

(4) Il convient de valider l'enrobage de l'ancrage des armatures utilisées en précontrainte par post-tension par des essais de transfert adaptés de l'ETAG013 et réalisés conformément à l'annexe S.

(5) La classe structurale à utiliser pour les bâtiments et ouvrages de génie civil courants est S4.

Le Tableau 4.3NF de la norme NF EN 1992-1-1 ne s'applique pas ; les seules modifications de classe structurale possibles sont liées à la durée d'utilisation de projet :

- lorsque celle-ci est de 100 ans, la classe structurale est majorée de 2,
- lorsqu'elle est de 25 ans et moins, la classe structurale est minorée de 1.

La classe structurale minimale est S1.

Les valeurs de $c_{min,dur}$ à utiliser sont celles des Tableaux 4.202 (armatures de béton armé) et 4.203 (armatures de précontrainte) donnés ci-dessous. Lorsqu'un élément de structure est concerné par plusieurs classes d'exposition, on retiendra vis-à-vis de l'enrobage l'exigence la plus sévère.

Tableau 4.202 — Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de béton armé conformes à l'EN 10080

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition suivant le Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	5	10	10	15	15
S2		5	10	10	15	15	20
S3		5	10	15	15	20	20
S4		10	15	15	20	20	20
S5		10	15	20	20	20	25
S6		15	20	20	20	25	25

Tableau 4.203 — Valeurs de l'enrobage minimal $c_{\min, \text{dur}}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de précontrainte

Exigence environnementale pour $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition suivant le Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1		5	10	15	15	20	20
S2		10	15	15	20	20	20
S3		10	15	20	20	20	25
S4		15	20	20	20	25	25
S5		15	20	20	25	25	30
S6		20	20	25	25	30	30

(6) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(7) Inchangé

(8) Inchangé

(9) Ce paragraphe se substitue également au 4.4.1.2. (109) de la partie ponts et au paragraphe correspondant de l'Annexe Nationale.

Dans le cas d'un béton ou d'un BFUP coulé en place au contact d'autres éléments en BFUP (préfabriqués ou coulés en place), l'enrobage minimal dans le BFUP par rapport à l'interface peut être réduit à la valeur correspondant au maximum de celles requises pour l'adhérence ($c_{\min, b}$ voir (3) ci-dessus) et pour le respect des conditions de bétonnage ($c_{\min, p}$), sous réserve que :

- le béton appartienne au moins à la classe de résistance C25/30,
- l'exposition de la surface du béton à un environnement extérieur soit de courte durée (< 28 jours),
- l'interface ait été traitée (rugosité, colle, résine...)

(10) Inchangé

(11) Ne s'applique pas

(12) Dans le cas d'éléments en BFUP armés ou précontraints exposés au gel-dégel (classes XF), la détermination de l'enrobage sera effectuée par référence à une classe XC ou XD déterminée par application du Tableau 4.204 ci-après.

NF P18-710

Tableau 4.204 : Classes d'expositions à retenir en fonction de la classe d'exposition XF et de la fréquence de salage

Type de salage	Classe d'exposition			
	XF1	XF2	XF3	XF4
Peu fréquent	XC4	Sans objet	XC4	Sans objet
Fréquent	Sans objet	XD1, XD3 pour éléments très exposés (*)	Sans objet	XD2, XD3 pour éléments très exposés (*)
Très fréquent	Sans objet	Sans objet	Sans objet	XD3
(*) Pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation.				

Dans le cas d'éléments en BFUP armés ou précontraints exposés à une attaque chimique (classes XA), la détermination de l'enrobage ne peut se faire sur la seule base de la classe d'exposition XA sans étude particulière et connaissance des classes d'exposition retenues vis-à-vis du risque de corrosion des armatures ou des fibres.

(13) La sévérité de l'exposition à l'abrasion d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage est décrite par les classes XM1, XM2 et XM3 en cohérence avec la norme NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-3.

Pour les ouvrages soumis à des écoulements hydrauliques plus ou moins rapides et chargés, avec percussion éventuelle d'éléments solides entraînés, la sévérité de l'exposition est également décrite par ces classes. Le risque d'abrasion est à apprécier en fonction du niveau d'agressivité de la houle, des courants, des fluides circulant dans et autour de l'ouvrage ou du composant considéré, des frottements, et de la présence de sédiments ou matériaux abrasifs en suspension.

NOTE La classe d'abrasion XM1 correspond à une abrasion modérée, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de véhicules équipés de pneumatiques. La classe d'abrasion XM2 correspond à une abrasion importante, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de chariots élévateurs équipés de pneumatiques ou de bandages en caoutchouc plein. Notamment, en conformité avec la NF EN 1992-2, les tabliers de pont routier bruts (sans étanchéité ni revêtement de surface) relèvent normalement de la classe XM2. La classe d'abrasion XM3 correspond à une abrasion extrême, telle celle des éléments de sites industriels soumis à la circulation de chariots élévateurs équipés de bandages élastomères ou métalliques ou d'engins à chenilles.

En cas d'exposition au risque d'abrasion associée à un écoulement hydraulique, le respect des exigences décrites au 5.3.4 de la norme NF P 18-470 permet de se dispenser d'une épaisseur sacrificielle.

Dans les autres cas, à défaut d'une exigence appropriée définie par le prescripteur en application du 5.3.4 de la norme NF P 18-470, l'article 4.4.1.2. (13) de la NF EN 1992-1-1 complété par l'annexe nationale s'applique.

(114) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

(115) de la norme NF EN 1992-2 : Ne s'applique pas

4.4.1.3 Prise en compte des tolérances d'exécution

(1)P Inchangé

(2) Il convient d'utiliser l'enrobage nominal C_{nom} dans les calculs et de l'indiquer sur les plans, à moins qu'une valeur autre que l'enrobage nominal soit spécifiée (valeur minimale par exemple)

(3) La marge de calcul pour la tolérance d'exécution Δ_{Cdev} pourra être réduite à 5 mm dans le cas suivant :

- lorsque la réalisation est soumise à un système d'assurance qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures avant coulage du BFUP.

Lorsqu'une des conditions suivantes est satisfaite, la tolérance d'exécution Δ_{Cdev} pourra être réduite jusqu'à 0 mm :

- lorsque l'on peut garantir l'utilisation d'un appareil de mesure très précis pour la surveillance ainsi que le rejet des éléments non conformes (éléments préfabriqués, par exemple).

- lorsque la conception et l'exécution des éléments d'ouvrages y compris leur ferrailage sont soumis à un système d'assurance qualité couvrant toutes les phases de la conception à l'exécution et comprenant les impositions suivantes, et ce pour toutes les classes d'exposition :

- en phase de conception et dessin : élaboration des dessins de détail à une grande échelle des ferrillages sensibles (coupe sur bandeau, lisse, parapet, ...), précisant les enrobages et les façonnages,
- en phase de ferrailage : réception des aciers façonnés et contrôle de leurs dimensions,
- en phase de mise en place dans le coffrage : élaboration des plans de calage des aciers (type de cales, fréquence des cales, fixation des cales, ...) ; réception des ferrillages et contrôle des enrobages avant coulage,
- en phase de mise en œuvre du BFUP : le cas échéant et en tant que de besoin, confection d'un élément témoin.

(4) Ne s'applique pas

NF P18-710**5 ANALYSE STRUCTURALE****5.1 Généralités****5.1.1 Exigences générales**

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Ne s'applique pas

(4)P Inchangé

(5)P Inchangé

(6) Inchangé

(7) Inchangé

(108) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

5.1.2 Exigences spécifiques pour les fondations

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) Inchangé

5.1.3 Cas de charge et combinaisons

(1)P Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1 et (101) de la norme NF EN 1992-2 et son Annexe Nationale

5.1.4 Effets du second ordre

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

5.2 Imperfections géométriques

(1)P L'analyse des éléments et des structures doit tenir compte des effets défavorables des écarts éventuels dans la géométrie de la structure ainsi que dans la position des charges.

NOTE Les écarts sur les dimensions des sections sont normalement pris en compte dans les coefficients partiels relatifs aux matériaux. Il n'y a donc pas lieu d'inclure ces imperfections dans l'analyse structurale. L'excentricité minimale est donnée en 6.1(4) pour le calcul des sections et ne concerne pas le calcul de stabilité.

Pour le calcul de stabilité, les imperfections géométriques données ci-après ne pourront pas être inférieures à 20 mm. Cette valeur peut être réduite si des dispositions spécifiques sont prises en compte à l'exécution.

NOTE Par exemple, pour un poteau, l'excentricité minimale d'imperfection géométrique peut être prise égal à 15 mm dans le cas où on adopte des tolérances réduites par rapport aux tolérances de la classe 1 de la norme NF EN 13 670 et qui seront définies par la norme NF P18-451⁷.

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé, y compris (104) de la norme NF EN 1992-2

(5) Les imperfections peuvent être représentées par une inclinaison θ_i :

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

où

θ_0 est la valeur de base

α_h est un coefficient de réduction relatif à la longueur ou hauteur : $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$;

Pour les bâtiments, $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

Pour les ponts, $\alpha_h \leq 1$

α_m est un coefficient de réduction relatif au nombre d'éléments :

Pour les bâtiments, $\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$

Pour les ponts, $\alpha_m = 1$

l est une longueur ou une hauteur [m], voir (6)

m est le nombre d'éléments verticaux contribuant à l'effet total

La valeur de θ_0 à utiliser est 1/200. Cette valeur peut être réduite si des dispositions spécifiques sont prises en compte à l'exécution.

NOTE Par exemple, pour un poteau, θ_0 peut être pris égal à 1/300 dans le cas où on adopte des tolérances réduites par rapport aux tolérances de la classe 1 de la norme NF EN 13 670 et qui seront définies par la norme NF P18-451⁸.

(6) Inchangé, y compris (106) de la norme NF EN 1992-2

(7) Dans le cas d'éléments isolés (voir 5.8.1), l'effet des imperfections peut être pris en compte de deux manières a) ou b), au choix :

a) Comme une excentricité e_i donnée par

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$

où l_0 est la longueur efficace, voir 5.8.3.2

Dans le cas des voiles et des poteaux isolés dans des structures contreventées, il est toujours possible, pour simplifier, d'adopter $e_i = l_0/400$, ce qui correspond à $\alpha_h = 1$. La valeur de e_i peut être réduite si des dispositions spécifiques sont prises en compte à l'exécution.

NOTE Par exemple, pour un poteau, e_i peut être pris égal à $l_0/600$ dans le cas où on adopte des tolérances réduites par rapport aux tolérances de la classe 1 de la norme NF EN 13 670 et qui seront définies par la norme NF P18-451⁹.

b) Comme une charge transversale H_i , dans la position conduisant au moment maximal :

⁷ En préparation

⁸ En préparation

⁹ En préparation

NF P18-710

pour les éléments non contreventés (voir Figure 5.1 a1 de la norme NF EN 1992-1-1) :

$$H_i = \theta_i N \quad (5.3a)$$

pour les éléments contreventés (voir Figure 5.1 a2 de la norme NF EN 1992-1-1) :

$$H_i = 2\theta_i N \quad (5.3b)$$

où N est la charge axiale

NOTE L'emploi de l'excentricité convient pour des éléments isostatiques, tandis que l'emploi d'une charge transversale convient à la fois pour les éléments isostatiques et pour les éléments hyperstatiques. La force H_i peut être remplacée par une autre action transversale équivalente.

(8) Inchangé

(9) voir 5.2 (7) a).

5.3 Modélisation de la structure

5.3.1 Modèles structuraux pour l'analyse globale

(1)P Les éléments d'une structure sont classés, selon leur nature et leur fonction, en poutres, poteaux, dalles, voiles, plaques, arcs, coques, etc.. Des règles sont fournies pour l'analyse de ces éléments les plus courants et des structures composées d'assemblages de ceux-ci.

Des informations complémentaires sont données en annexe (V.2) de la présente norme lorsqu'une structure est modélisée aux éléments finis sans être nécessairement décomposée en poutres, poteaux, dalles etc.

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) Inchangé

(6) Ne s'applique pas

(7) Inchangé

5.3.2 Données géométriques

5.3.2.1 Largeur participante des tables de compression

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé, une note est toutefois ajoutée :

NOTE La largeur participante b_{eff} de la table des poutres en T est une largeur maximale. Pour calculer la section d'armatures de glissement table/nervure, il est possible de tenir compte de la largeur de membrure juste nécessaire pour justifier la résistance de la poutre sous sollicitations ultimes vis-à-vis de la flexion.

(4) Inchangé

5.3.2.2 Portée utile des poutres et des dalles dans les bâtiments

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé, y compris (104) de la norme NF EN 1992-2

5.4 Analyse élastique-linéaire

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Pour les effets des déformations d'origine thermique, des tassements et du retrait à l'état-limite ultime (ELU), on peut admettre une rigidité réduite correspondant aux sections fissurées, tenant compte de la participation des fibres en traction et incluant l'effet du fluage. Pour l'état-limite de service (ELS), il convient de considérer une évolution graduelle de la fissuration.

5.5 Analyse élastique-linéaire avec redistribution limitée des moments

(1)P Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

(3) Ne s'applique pas

(4) Ne s'applique pas

(5) Ne s'applique pas

(6) Ne s'applique pas

5.6 Analyse plastique

5.6.1 Généralités

(1)P Inchangé, y compris (101)P de la norme NF EN 1992-2

(2)P Inchangé

(3)P Inchangé

(4) Inchangé

(5) Complément : une analyse plastique suivant la méthode des lignes de rupture pour les dalles minces ainsi qu'une analyse avec modèle bielles et tirants est possible.

5.6.2 Analyse plastique des poutres, portiques et dalles

(1)P Inchangé

(2) Ne s'applique pas

(3) Ne s'applique pas

(4) Inchangé

(5) Ne s'applique pas

5.6.3 Capacité de rotation

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

NF P18-710

(3) Ne s'applique pas

(4) Ne s'applique pas

5.6.4 Analyse avec modèle bielles et tirants

(1) Inchangé

(2) Ne s'applique pas

(3) La modélisation par bielles et tirants consiste à définir des bielles, qui représentent des zones où transitent les contraintes de compression, des tirants qui représentent des zones où transitent des efforts de traction repris par le BFUP dans le domaine post-fissuration et par les armatures le cas échéant, et des nœuds, qui assurent leur liaison. Il convient de déterminer les efforts dans ces éléments de telle sorte qu'à l'état-limite ultime, ils continuent à équilibrer les charges appliquées. Il convient de dimensionner les éléments du modèle selon les règles indiquées en 6.5.

(4) Si des armatures sont mises en place, il convient de faire coïncider la position et l'orientation de ces armatures avec celles des tirants.

(5) Les modèles bielles-tirants doivent être définis à partir des isostatiques de contrainte et des répartitions de contraintes obtenues en application de la théorie de l'élasticité linéaire.

5.7 Analyse non linéaire

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4)P Inchangé

(5) Pour les structures élancées, il est possible d'utiliser la méthode générale présentée en 5.8.6 qui se réfère explicitement à l'ELU de stabilité. La vérification de l'ELU de stabilité avec les coefficients de sécurité de l'ELU de résistance dispense de vérifier ce dernier en application de 5.7 (2).

(105) de la norme NF EN 1992-2 et son Annexe Nationale : ne s'applique pas

(6) Complément : des informations complémentaires sont données en annexe V de la présente norme.

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

5.8.1 Définitions

Inchangé

5.8.2 Généralités

(1)P Inchangé

(2)P Lorsque des effets du second ordre sont pris en compte, l'équilibre et la résistance doivent être vérifiés à l'état déformé. Les déformations doivent être calculées en tenant compte des effets appropriés de la fissuration, des propriétés non-linéaires des matériaux et du fluage.

(3)P Inchangé

(4)P Les éléments fléchis dans leur direction principale de plus petit élancement (défini selon 5.8.3.2) doivent satisfaire aux règles de 5.8.9 (Flexion déviée) ou 5.9 (Instabilité latérale).

NOTE Si l'élancement est égal dans les deux directions, il s'agit des éléments fléchis dans leur plan de plus grande inertie.

(5)P Inchangé

(6) Ne s'applique pas

5.8.3 Critères simplifiés pour les effets du second ordre

5.8.3.1 Critères d'élançement pour les éléments isolés

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

5.8.3.2 Elancement et longueur efficace des éléments isolés

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé, avec en complément la note suivante :

NOTE L'attention est attirée sur le fait que la longueur efficace des éléments non contreventés donnée par la formule (5.16) est particulièrement affectée dans le sens de l'insécurité par une sous-estimation des souplesses.

(4) Inchangé

(5) Inchangé

(6) Dans les cas autres que ceux cités en (2) et (3) ci-dessus, dans le cas, par exemple, des éléments pour lesquels l'effort normal et/ou la section varient, la longueur efficace peut être établie sur la base de la charge de flambement (calculée par une méthode numérique, par exemple) :

$$l_0 = \pi \sqrt{EI/N_B} \quad (5.17)$$

où :

EI est une valeur représentative de la rigidité en flexion

N_B est la charge de flambement exprimée pour cet EI

(il convient également que le i de l'Expression (5.4) corresponde à ce même EI)

(7) La gêne apportée par les voiles transversaux peut être prise en compte dans le calcul de la longueur efficace des voiles, en multipliant la longueur efficace par un facteur β obtenu de la façon suivante :

- pour les voiles libres à une extrémité $\beta = 2$;
- pour les autres voiles, on retient les valeurs données par le Tableau 5.201 suivant :

NF P18-710

Tableau 5.201 — Valeurs de β pour diverses conditions de rive

Encastrement en rive	Croquis	Expression	Facteur β	
Sur deux cotés			β = 1,0 pour tout rapport l0/b	
Sur trois cotés		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_0}{3b}\right)^2}$	b/l0 β	0,2 0,26 0,4 0,59 0,6 0,76 0,8 0,85 1,0 0,90 1,5 0,95 2,0 0,97 5,0 1,00
Sur quatre cotés		Si β ≥ l0 $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_0}{b}\right)^2}$ Si β < l0 $\beta = \frac{b}{2l_0}$	b/l0 β	0,2 0,10 0,4 0,20 0,6 0,30 0,8 0,40 1,0 0,50 1,5 0,69 2,0 0,80 5,0 0,96
(A) — Dalle de plancher (B) — Bord libre (C) — Voile transversal				

NF P18-710

NOTE Les données du Tableau 5.201 ne s'appliquent que si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure à $1/3$ de la hauteur l_0 du voile, ou de surface supérieure à $1/10$ de la surface du voile. Pour les voiles encastrés sur 3 ou 4 cotés avec des dimensions d'ouvertures excédant les limites ci-avant, il convient de considérer les parties situées entre les ouvertures comme encastrées sur deux cotés seulement et de les dimensionner en conséquence.

Il convient de majorer de façon appropriée les valeurs de β si la capacité portante transversale est affectée par des saignées ou des évidements.

Un voile transversal peut être considéré comme un voile de contreventement si :

- son épaisseur totale n'est pas inférieure à $0,5 h_w$, où h_w est l'épaisseur totale du voile qu'il contrevente ;
- il a la même hauteur l_0 que le voile qu'il contrevente ;
- sa longueur l_{ht} est au moins égale à $l_0 / 5$, où l_0 est la hauteur libre du voile contreventé ;
- il ne comporte pas d'ouvertures sur la longueur l_{ht} .

Dans le cas d'un voile lié de manière rigide en flexion le long de ses bords haut et bas, par du BFUP coulé en place et un ferrailage approprié, de sorte que les moments sur ses bords peuvent être complètement équilibrés, les valeurs de β données au Tableau 5.201 peuvent être multipliées par 0,85.

Il convient que l'élancement des voiles en BFUP non armé coulés en place n'excède pas $\lambda = 86$ (c'est-à-dire $l_0/h_w = 25$).

5.8.3.3 Effets globaux du second ordre dans les bâtiments

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

5.8.4 Fluage

(1)P Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3) Inchangé

(4) Ne s'applique pas

(105) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

5.8.5 Méthodes d'analyse

(1)P On utilise en principe la méthode générale de 5.8.6, basée sur une analyse non linéaire du second ordre.

NOTE Tels que les coefficients de sécurité sont introduits dans la méthode, la justification de stabilité dispense de la vérification de résistance des sections, à l'exception de la méthode préconisée en 5.8.8.2 (3).

(2) Une méthode simplifiée basée sur une rigidité nominale est présentée en 5.8.7, ainsi qu'une variante applicable aux éléments dont le comportement reste dans le domaine élastique. Cette méthode peut aussi s'appliquer aux structures complètes.

(3) Des simplifications ou moyens d'application des méthodes précédentes sont indiqués en 5.8.8.

5.8.6 Méthode générale

(1)P La méthode générale est basée sur une analyse non-linéaire incluant la non-linéarité géométrique, c'est-à-dire les effets du second ordre.

(2)P Inchangé

NF P18-710

(3) On peut utiliser les relations contrainte-déformation du BFUP en compression donné en 3.1.5 de la présente norme. Dans la relation contrainte-déformation du BFUP, la résistance en compression est à remplacer par la valeur de calcul f_{cd} . Le module d'Young à retenir est le module E_{cd} défini par $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$.

γ_{CE} est égal à : 1,0 dans le cas défini en 5.8.7 (6)
1,2 dans les autres cas

Pour l'acier des armatures, on utilisera la relation donnée en 3.2.7.

La résistance en traction du BFUP peut également être prise en compte conformément à 3.1.7, avec les relations contrainte-déformation correspondantes, avec le facteur d'orientation des fibres K et le coefficient de sécurité partiel relatif au BFUP tendu γ_{cf} .

NOTE La méthode générale permet le calcul de la charge ultime d'ELU de stabilité de forme en introduisant les valeurs de calcul dans les relations contrainte-déformation du BFUP et des armatures.

(4) Inchangé

(5) L'effet favorable sur les déformations moyennes le long d'un tronçon de structure, donc sur les déplacements, de la participation du BFUP tendu et fissuré peut être pris en compte. Pour les BFUP de classe T3*, il n'y a pas à distinguer entre déformation moyenne ou locale. Pour les BFUP de classe T1* et T2*, en l'absence d'armatures adhérentes, on admettra pour relation contrainte-déformation moyenne la même que pour la résistance locale. En présence d'armatures adhérentes, on adoptera une déformation moyenne intermédiaire entre le BFUP non armé et le béton armé non fibré.

NOTE Cet effet est favorable et peut toujours être négligé pour simplifier.

(6) Normalement, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives sont satisfaites dans plusieurs sections droites. Une option simplifiée consiste à ne considérer que la (les) section(s) critique(s) et à supposer une variation appropriée de la courbure entre ces sections - variation semblable à celle du moment du premier ordre, par exemple, ou autre variation simplifiée appropriée (voir 5.8.8).

5.8.7 Méthode simplifiée basée sur une rigidité nominale

(1) La méthode s'applique en premier lieu aux éléments isolés dont on connaît la section critique. Elle consiste à démontrer l'existence de l'ELU de stabilité, sans l'explicitier. Une valeur de la rigidité de l'élément est fixée a priori. Les efforts du second ordre dans l'hypothèse du comportement pseudo-linéaire associé à cette rigidité sont ensuite évalués. Il est alors nécessaire de vérifier que les déformations de la section critique sous les efforts totaux incluant effets du premier ordre (moment M_{0Ed}) et du second ordre (moment M_{2Ed}) correspondent à une rigidité au moins égale à la valeur fixée.

(2) Pour une rigidité (EI) fixée, les efforts extérieurs étant N_{Ed} et $M_{Ed} = M_{0Ed} + M_{2Ed}$, l'état d'équilibre de la section critique sous ces efforts donne une courbure interne $1/r_i$, ou une rigidité $(EI)_i = M_{Ed} / (1/r_i)$. La condition visée en (1) s'écrit alors :

$$1/r_i \leq M_{Ed} / (EI) \quad \text{ou} \quad (EI)_i \geq (EI) \quad (5.201)$$

(3) L'équilibre interne doit être calculé avec les relations contrainte-déformation de calcul (voir 5.8.6 (3)).

(4) La méthode peut en principe s'appliquer aussi aux structures. Les efforts sont évalués par une analyse linéaire au second ordre, basée sur des valeurs de rigidité fixées a priori pour chaque élément. La condition (5.201) doit être vérifiée pour chaque élément.

(5) L'analyse linéaire peut être conduite selon diverses approches, par exemple pour un élément isolé la formule d'amplification du moment du premier ordre (voir 5.8.8.3).

(6) Dans le cas particulier où l'on peut supposer que le comportement de l'élément reste dans le domaine élastique linéaire sous les sollicitations totales d'ELU, N_{Ed} et M_{Ed} (incluant les effets du premier ordre et ceux du second ordre), la rigidité est $(EI) = (EI)_0$ calculée avec la section brute du BFUP et le module d'Young effectif $E_{cm} / (1 + \varphi_{ef})$.

Il convient de considérer que l'on se trouve dans ce cas si les contraintes extrêmes de la section sous N_{Ed} et M_{Ed} , déterminées par un calcul élastique en prenant en compte la section brute, vérifient :

$$\sigma_{\min} \geq -\alpha \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf}} \quad (5.202)$$

$$\sigma_{\max} \leq 0,7 f_{cd} \quad (5.203)$$

où

$$\alpha = 0,7 \frac{f_{ctfk}}{K_{global} \cdot f_{ctk,el}} \leq 1 \quad (5.204)$$

Si les deux inégalités ci-dessus sont vérifiées, la condition (5.201) l'est également.

5.8.8 Méthode basée sur une déformée nominale

La rédaction de 5.8.8 de la norme NF EN 1992-1-1 est remplacée en totalité par ce qui suit.

5.8.8.1 Généralités

(1) Cette méthode permet de simplifier les calculs de la méthode générale. Elle convient avant tout pour les éléments isolés soumis à un effort normal constant, de longueur efficace donnée et de section critique connue, à mi-longueur l_0 . Elle donne une distribution des moments du second ordre basée sur une déformée nominale, ce qui permet de calculer le moment du second ordre de la section critique en fonction de la courbure de cette section. Cette hypothèse de déformée nominale peut aussi être utilisée dans la méthode simplifiée de 5.8.7.

5.8.8.2 Moments fléchissants

(1) Le moment de calcul vaut :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.205)$$

Où M_{0Ed} est le moment de calcul du premier ordre, compte tenu des imperfections selon 5.2

M_2 est le moment du second ordre

La distribution de M_2 le long de l_0 peut être considérée comme sinusoïdale, au moins pour les éléments de section constante. Le moment M_{Ed} maximal doit se trouver dans la section médiane de la longueur efficace l_0 .

(2) Le moment du second ordre M_2 dans (5.205) vaut :

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.206)$$

Où N_{Ed} est l'effort normal agissant de calcul

e_2 est l'excentricité du second ordre, liée à la courbure $1/r$ de la section critique par $e_2 = (l_0^2 / \pi^2) (1/r)$

(3) Dans le cas d'éléments non soumis à une charge transversale, les moments d'extrémité du premier ordre M_{01} et M_{02} , lorsqu'ils sont différents, peuvent être remplacés par un moment du premier ordre équivalent M_{0e} constant défini par :

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \quad (5.207)$$

Il convient de prendre M_{01} et M_{02} de même signe s'ils provoquent la traction sur la même face et de signes opposés dans le cas contraire. De plus, on suppose $|M_{02}| \geq |M_{01}|$. Outre la vérification de l'ELU de stabilité avec le moment équivalent M_{0e} , il faut vérifier l'ELU de résistance de la section 2.

5.8.8.3 Formule d'amplification du moment du premier ordre

(1) Pour une rigidité nominale (EI) supposée connue, la charge critique de flambement élastique s'écrit :

$$N_B = (\pi^2 / l_0^2) (EI) \quad (5.208)$$

NF P18-710

(2) Le moment total peut être calculé par la formule d'amplification du moment du premier ordre :

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \quad (5.209)$$

Cette formule suppose une distribution du moment total proche d'une sinusoïde.

5.8.9 Flexion déviée

(1) La méthode générale décrite en 5.8.6 peut également être utilisée pour la flexion déviée. Les dispositions ci-après s'appliquent dans le cas des méthodes simplifiées. Il convient de veiller tout particulièrement à identifier la section de l'élément dans laquelle la combinaison des moments est dimensionnante.

Pour un élément à effort normal constant sur la longueur, les sections de moment maximal dans chacun des plans y et z doivent coïncider.

(2) Une première étape peut consister à effectuer un calcul *plan* séparé dans chacune des directions principales y ou z . Il y a lieu de tenir compte des imperfections géométriques correspondantes. Chacun de ces calculs, à effort normal de calcul N_{Ed} fixé, donne une valeur M_{Ed} du moment agissant total incluant le moment du second ordre et une valeur M_{Rud} du moment résistant à l'ELU de stabilité, tels que :

$$M_{Edy} \leq M_{Rudy} \quad (\text{flexion dans le plan } zx)$$

$$\text{et } M_{Edz} \leq M_{Rudz} \quad (\text{flexion dans le plan } xy).$$

(3) On note y la direction de plus grand élancement $\lambda_y = l_{0y} / i_z$ (relatif à la dimension h) et z celle de plus petit élancement $\lambda_z = l_{0z} / i_y$ (relatif à la dimension b) – voir Figure 5.8.

Aucune vérification supplémentaire à celles de (2) ci-dessus n'est nécessaire si les élancements λ satisfont à :

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \quad (5.210)$$

et si les excentricités relatives satisfont à :

$$(e_y/h_{eq}) / (e_z/b_{eq}) \leq 0,2 \quad (5.211)$$

$$\text{ou } (e_y/h_{eq}) / (e_z/b_{eq}) \geq 5 \quad (5.212)$$

Où i_y, i_z sont les rayons de giration des sections dans les directions z et y

$$h_{eq} = i_z \sqrt{12} ; b_{eq} = i_y \sqrt{12}$$

$$e_y = M_{Edz} / N_{Ed} ; e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$$

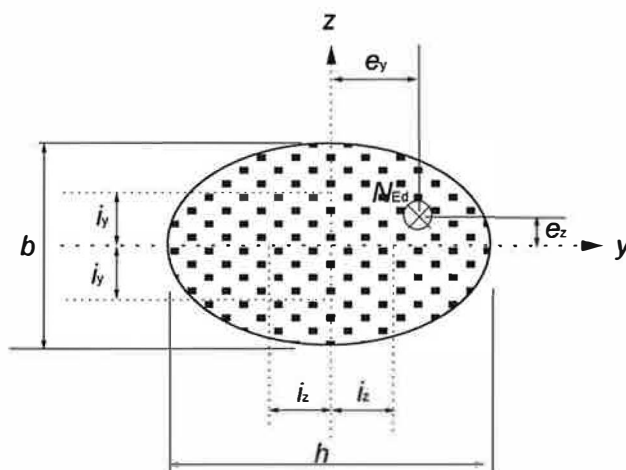


Figure 5.8 — Définition des excentricités e_y et e_z

NF P18-710

(4) Si la condition (5.210) est satisfaite et que (5.211) et (5.212) ne sont pas satisfaites, ou que (5.210) n'est pas satisfaite mais que (5.211) le soit, on tient compte de la flexion déviée en intégrant les effets du second ordre dans les deux directions, selon le critère simplifié suivant :

$$(M_{Edy} / M_{Rudy})^a + (M_{Edz} / M_{Rudz})^a \leq 1 \quad (5.213)$$

Où M_{Edy} et M_{Edz} sont les moments agissant des calculs plans visés en (2) second ordre inclus
 M_{Rudy} et M_{Rudz} sont les moments résistants d'ELU de stabilité des calculs plans visés en (2).

L'exposant a prend les valeurs suivantes :

pour les sections circulaires ou elliptiques : $a = 2$

pour les sections rectangulaires

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

avec une interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires

N_{Ed} effort normal agissant de calcul

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$, effort normal résistant de calcul de la section
avec :

A_c aire brute de la section droite de BFUP

A_s aire de la section des armatures longitudinales.

(5) Complément : Dans les cas non prévus en (3) et (4) ci-dessus, il faut effectuer explicitement un calcul biaxial par la méthode générale, en appliquant simultanément les imperfections des deux directions, même dans le cas où l'excentricité e_z est nulle au premier ordre.

(6) Complément : La flexion bi-axiale s'accompagne nécessairement de torsion. Les calculs visés aux articles ci-dessus supposent que le terme de déplacement dû à la torsion est négligeable, ce qui peut être en défaut pour les sections à éléments minces ou de rapport h/b supérieur à 5. Généralement, il sera nécessaire que la rigidité de torsion ne soit pas significativement réduite par des fissures de cisaillement, en vérifiant que le couple de torsion à l'ELU de stabilité ne dépasse pas 40 % du couple de fissuration en torsion pure.

5.9 Instabilité latérale des poutres élancées

(1) P Inchangé

(2) Dans la vérification des poutres non contreventées, il convient d'adopter une déformation latérale égale à $l/300$, avec l = longueur totale de la poutre, et de la traiter comme une imperfection géométrique. Dans les structures finies, le contreventement assuré par les éléments assemblés à la poutre considérée peut être pris en compte.

La déformation latérale de $l/300$ peut être réduite si des dispositions spécifiques sont prises en compte à l'exécution.

NOTE Par exemple, la déformation latérale peut être prise égale à $l/450$ dans le cas où on adopte des tolérances réduites par rapport aux tolérances de la classe 1 de la norme NF EN 13 670 et qui seront définies par la norme NF P18-451¹⁰.

(3) Ne s'applique pas

(4) Il convient de tenir compte des sollicitations du second ordre dus à l'instabilité de la poutre pour le calcul des moments d'encastrement dans les structures porteuses, y compris l'encastrement en torsion.

NOTE Pour les poutres à sections minces, le terme de déplacement dû à la torsion peut ne pas être négligeable.

¹⁰ En préparation

NF P18-710

5.10 Eléments et structures précontraints

5.10.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5)P Inchangé

(6) Pour éviter une rupture fragile, il convient d'appliquer une des méthodes suivantes :

- respecter la condition de non fragilité (voir 9.1 (3))
- prévoir des armatures adhérentes précontraintes par pré-tension
- garantir que, si la rupture devait se produire pour la combinaison fréquente d'actions du fait, soit d'un accroissement de la charge, soit d'une réduction de la précontrainte, la fissuration se produirait avant que la résistance ultime ne soit dépassée

(106) de la norme NF EN 1992-2 : inchangé

(7) Complément: lorsque qu'il est fait référence à l'Agrément Technique Européen (ou Evaluation Technique Européenne) dans les paragraphes suivants, il convient de se référer en complément à l'Annexe S.

5.10.2 Force de précontrainte durant la mise en tension

5.10.2.1 Force de précontrainte maximale

(1)P Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

5.10.2.2 Limitation des contraintes dans le béton

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Il convient de limiter inférieurement la résistance du béton au moment de l'application ou du transfert de la force de précontrainte. Pour la post-tension, les indications correspondantes sont données en annexe S.

(4) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(5) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

5.10.2.3 Mesures

(1)P Inchangé

5.10.3 Force de précontrainte

(1)P Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3) Inchangé

(4) Inchangé

5.10.4 Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par pré-tension

(1) Inchangé

5.10.5 Pertes instantanées dans le cas de la précontrainte par post-tension**5.10.5.1 Pertes dues à la déformation instantanée du béton**

(1) Inchangé

(2) Inchangé

5.10.5.2 Pertes dues au frottement

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

5.10.5.3 Pertes aux ancrages

(1) Inchangé

(2) Inchangé

5.10.6 Pertes de précontrainte différées dans le cas de la précontrainte par pré-tension et de la précontrainte par post-tension

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

5.10.7 Prise en compte de la précontrainte dans l'analyse

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Ne s'applique pas

(4) Ne s'applique pas

(5) Inchangé

(6) Inchangé

5.10.8 Effets de la précontrainte à l'état limite ultime

(1) Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1 et (103) de la norme NF EN 1992-2

NF P18-710**5.10.9 Effets de la précontrainte à l'état-limite de service et à l'état-limite de fatigue**

(1)P Inchangé, y compris les compléments des Annexes Nationales des normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2

5.11 Analyse pour certains éléments structuraux particuliers

(1)P Inchangé

(2)P Les voiles de contreventement sont des voiles contribuant à la stabilité latérale de la structure.

6 ÉTATS-LIMITES ULTIMES

6.1 Flexion simple et flexion composée

(1)P Inchangé

(2)P La détermination du moment résistant ultime de sections droites en BFUP (non armé, armé ou précontraint) s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les sections planes restent planes
- pour un état de déformation donné, les contraintes dans le BFUP comprimé ou tendu se déduisent des diagrammes donnés en 3.1.7
- les armatures adhérentes (armatures de béton armé ou armatures de précontrainte), qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le BFUP adjacent
- les contraintes dans les armatures de béton armé ou dans les armatures de précontrainte se déduisent des diagrammes de calcul donnés en 3.2.7 et 3.3.6.
- l'évaluation des contraintes dans les armatures de précontrainte tient compte de leur déformation relative initiale.

(3)P La déformation en compression du BFUP doit être limitée à ε_{cud} , selon le diagramme défini en 3.1.7. Les déformations des armatures de béton armé et des armatures de précontrainte doivent être limitées à ε_{ud} si cette limite existe ; voir 3.2.7(2) et 3.3.6(7) respectivement.

(4) Dans le cas de sections droites, soumises à un effort de compression (à l'exclusion de l'effort de précontrainte), il convient d'adopter une excentricité minimale $e_0 = h/30$, ou 20 mm si cette valeur est supérieure, h étant la hauteur de la section.

Cette valeur de l'excentricité minimale peut être réduite si des dispositions spécifiques sont prises en compte à l'exécution.

NOTE Par exemple, la valeur de l'excentricité minimale peut être prise égale au maximum de $h/45$ et 10 mm dans le cas où on adopte des tolérances réduites par rapport aux tolérances de la classe 1 de la norme NF EN 13 670 et qui seront définies par la norme NF P18-451¹¹.

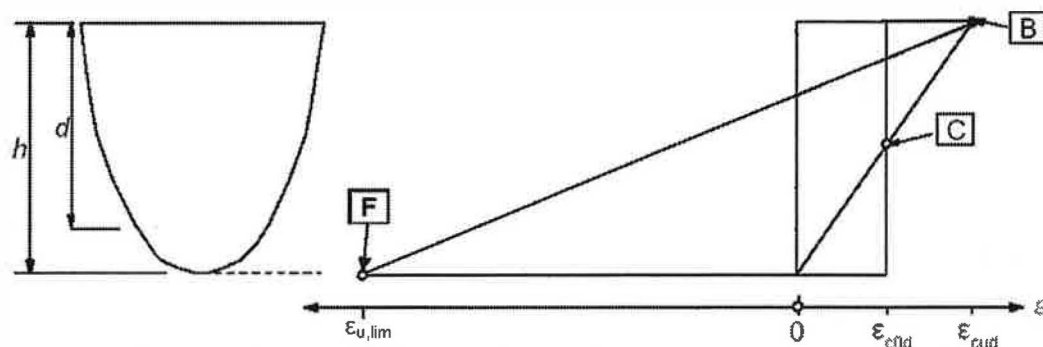
(5) Dans les parties des sections qui sont soumises à une charge approximativement centrée ($e_d/h \leq 0,1$), telles que les membrures comprimées des poutres-caissons, il convient de limiter la déformation moyenne en compression dans cette partie de la section à ε_{cod} .

(6) Les efforts résistants des sections sont calculés à partir d'un diagramme linéaire de déformation compris dans un domaine défini par des déformations limites dites pivots définis ci-après.

a) Dans le cas du BFUP non armé, les limites des pivots sont les suivantes :

¹¹ En préparation

NF P18-710



[B] - limite de déformation relative du BFUP en compression

[C] - limite de déformation relative du BFUP en compression pure

[F] - limite de déformation relative au BFUP en traction

Figure 6.201 — Diagramme des déformations relatives admissibles à l'état-limite ultime pour le BFUP non armé

Pivot B : le pivot B est celui qui correspond au raccourcissement limite ε_{cud} du BFUP sur la fibre la plus comprimée de la section.

Pivot C : le pivot C est celui qui correspond au raccourcissement limite ε_{c0d} du BFUP en compression pour la part due uniquement à l'effort normal.

Pivot F : lorsque la loi en traction retenue pour le calcul ne possède pas de branche descendante (par exemple lois conventionnelles des BFUP de classe T3* ou lois conventionnelles pour éléments minces), le pivot F est celui qui correspond à l'allongement limite $\varepsilon_{u,lim}$ du BFUP sur la fibre la plus tendue de la section.

NOTE Pour les autres cas, le moment résistant est obtenu pour une déformation de la fibre la plus tendue inférieure à $\varepsilon_{u,lim}$ (le pivot F n'est alors jamais atteint).

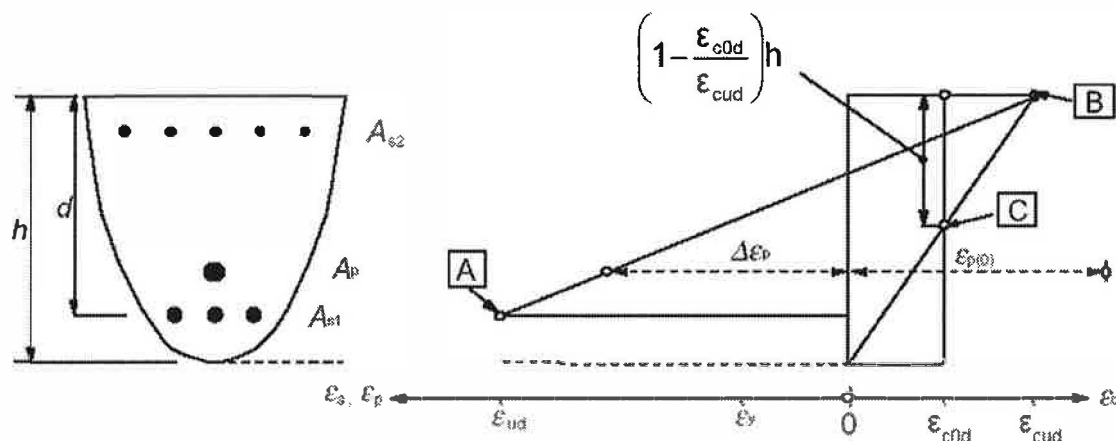
b) Dans le cas du BFUP armé et/ou précontraint, les limites des pivots sont les suivantes :

Pivot A : le pivot A est celui qui correspond à la déformation ultime de l'armature, le cas échéant, conformément à 3.2.7.

NOTE Dans le cas d'un diagramme à palier horizontal, le pivot A n'est pas défini.

Pivot B : le pivot B est celui qui correspond au raccourcissement limite ε_{cud} du BFUP sur la fibre la plus comprimée de la section.

Pivot C : le pivot C est celui qui correspond au raccourcissement limite ε_{c0d} du BFUP en compression pour la part due uniquement à l'effort normal.



[A] - limite de déformation relative en traction des armatures de béton armé

[B] - limite de déformation relative du BFUP en compression

[C] - limite de déformation relative du BFUP en compression pure

Figure 6.202 — Diagramme des déformations relatives admissibles à l'état-limite ultime pour le BFUP armé et/ou précontraint

De plus, pour les sections d'éléments minces en BFUP non armé, armé ou précontraint dans le cas d'une flexion composée avec un effort normal de traction, la contribution du BFUP tendu ne peut être prise en compte que si la déformation en traction au droit de la fibre moyenne n'est pas supérieure à $\epsilon_{u,lim} / 2$ sauf justification particulière.

(7) Inchangé

(8) Inchangé, y compris (108) de la norme NF EN 1992-2

(109) de la norme NF EN 1992-2 :

Pour satisfaire à la prescription de non fragilité à l'ELU de 5.10.1 (5) de la norme NF EN 1992-1-1 avec une section de précontrainte réduite, il convient d'appliquer la méthode suivante :

- Calculer le moment fléchissant appliqué dû à la combinaison fréquente des actions.
- Déterminer l'aire réduite d'armatures de précontrainte telle que la contrainte de traction atteigne $f_{ctm,el}$ sur la fibre extrême tendue lorsque la section est soumise au moment fléchissant calculé en i) ci-dessus.
- 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 d'une redistribution limitée 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 2.201 du 2.4.2.4.

6.2 Effort tranchant

6.2.1 Procédure générale de vérification

6.2.1.1 Généralités

(1) La partie 6.2.1 de la présente norme se substitue aux parties 6.2.1, 6.2.2 et 6.2.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et de la norme NF EN 1992-2.

(2) L'effort tranchant de calcul agissant V_{Ed} doit être inférieur à l'effort tranchant résistant $V_{Rd,total}$. L'effort tranchant résistant $V_{Rd,total}$ est égal à la plus petite des deux valeurs V_{Rd} et $V_{Rd,max}$.

- $V_{Rd,max}$ est l'effort limite pour la résistance en compression des bielles de béton dans le schéma du treillis
- V_{Rd} est la superposition de trois termes résistants $V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$

NF P18-710

- $V_{Rd,c}$ est le terme de contribution du BFUP
- $V_{Rd,s}$ est le terme de contribution des armatures transversales dans le schéma du treillis
- $V_{Rd,f}$ est le terme de contribution des fibres

NOTE Les termes V_{cdd} et V_{td} de la norme NF EN 1992-1-1 désignant respectivement les valeurs de calcul de la composante d'effort tranchant apportées par une membrure inclinée comprimée et une membrure tendue ne sont pas repris dans la présente norme car ces termes ne sont pas spécifiques aux BFUP. Ils interviennent toutefois de la même façon dans les calculs de structures en BFUP.

(3) Les dispositions qui suivent concernent les éléments chargés à leur face supérieure. Si les charges sont appliquées par en dessous, il faut disposer en plus des armatures verticales de suspension.

(4) Il convient que les armatures longitudinales tendues soient capables de résister à l'effort de traction supplémentaire généré par l'effort tranchant (voir 6.2.1.6).

(5) Dans le cas des éléments soumis principalement à des charges uniformément réparties, il n'y a pas lieu d'effectuer de vérification à l'effort tranchant à une distance au nu de l'appui inférieure à h pour les éléments en BFUP sans armatures adhérentes de flexion, ou à d s'il y a des armatures adhérentes. Le dimensionnement justifié dans cette section reste valable jusqu'au droit de l'appui. Il convient de vérifier également que l'effort tranchant agissant sur appui n'excède pas la valeur $V_{Rd,max}$ définie en 6.2.1.5

6.2.1.2 Terme $V_{Rd,c}$

(1) Pour une section armée, l'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,c}$ apporté par le BFUP est donné par la formule :

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w d \quad (6.201)$$

avec :

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} \quad (6.202)$$

Où

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad (6.203)$$

N_{Ed} est l'effort normal agissant dans la section droite, dû aux charges extérieures ($N_{Ed} > 0$ en compression). L'influence des déformations imposées sur N_{Ed} peut être négligée.

A_c est l'aire de la section droite du BFUP.

Dans l'application de l'Expression (6.202), la valeur de σ_{cp} est limitée de la façon suivante :

$$0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,4 f_{ck} \quad (6.204)$$

Le terme γ_E est un coefficient de sécurité pris tel que $\gamma_{cf}\gamma_E$ est égal à 1,5.

(2) Pour une section précontrainte armée ou non armée, l'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,c}$ est donné par la formule :

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w z \quad (6.205)$$

(3) Pour une section non précontrainte et non armée :

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_{cf} \gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w h \quad (6.206)$$

Dans tous les cas :

f_{ck} est exprimé en MPa

b_w est la plus petite largeur de la section droite tendue [m]. Dans le cas d'une section circulaire de diamètre Φ , il convient de retenir $0,55 \Phi$ pour b_w .

z est le bras de levier des efforts internes, pour un élément de hauteur constante, correspondant au moment fléchissant dans l'élément considéré.

d est la distance entre la fibre la plus comprimée, et les armatures de béton armé longitudinales.

NOTE Les formules sont cohérentes si $z = 0,9 d$ et $d = 7/8 h$ dans le cas non armé

6.2.1.3 Terme $V_{Rd,s}$

La résistance à l'effort tranchant provenant des armatures verticales a pour Expression :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.207)$$

Dans le cas où l'élément comporte des armatures inclinées, le terme de résistance à l'effort tranchant apporté par ces armatures est :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.208)$$

A_{sw} est l'aire de la section 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

θ est l'inclinaison sur l'axe longitudinal de la contrainte principale de compression. Le tenseur des contraintes est évalué au droit du centre de gravité de la section par un calcul élastique, à partir du torseur des efforts déterminés aux états limites ultimes.

Il convient de retenir $\theta = 30^\circ$ comme valeur minimale.

α est l'inclinaison des armatures sur l'axe longitudinal.

Dans les sections circulaires armées de cerces ou de cadres circulaires, il convient de minorer $V_{Rd,s}$ de 30% pour tenir compte du fait que les armatures ne travaillent pas directement dans la direction du tirant parallèle à l'effort tranchant, contrairement aux cadres.

6.2.1.4 Terme $V_{Rd,f}$

(1) L'effort tranchant résistant de calcul $V_{Rd,f}$ apporté par les fibres est donné par les Expressions suivantes :

$$V_{Rd,f} = A_{fv} \sigma_{Rd,f} \cot \theta \quad (6.209)$$

Dans le cas des BFUP de classe T1* ou T2* :

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K} \frac{1}{\gamma_{cf}} \frac{1}{w^*} \int_0^{w^*} \sigma_f(w) dw \quad (6.210)$$

$$w^* = \max(w_u ; 0,3 \text{ mm}) \quad (6.211)$$

NF P18-710

NOTE $\sigma_{Rd,f}$ est la valeur moyenne de la résistance post-fissuration le long de la fissure de cisaillement d'inclinaison θ , perpendiculairement à celle-ci. Le terme $A_{fv} \sigma_{Rd,f} \cot \theta$ est la projection de l'effort résultant parallèlement à l'effort tranchant, l'aire A_{fv} étant elle-même la projection en section droite de l'aire inclinée sur laquelle agissent les fibres.

- pour une section rectangulaire, ou une section en té,

$$A_{fv} = b_w z \quad (6.212)$$

z est le bras de levier des efforts internes, pour un élément de hauteur constante, correspondant au moment fléchissant concomitant à l'effort tranchant dans l'élément considéré. Pour les calculs de résistance à l'effort tranchant d'une section armée sans effort normal, il est possible d'adopter la valeur approchée $z = 0,9 d$.

- pour une section circulaire de diamètre Φ ,

$$A_{fv} = 0,58 \Phi^2 \quad (6.213)$$

w_u est l'ouverture ultime des fissures atteinte à l'ELU en flexion composée, sur la fibre extrême, sous le moment agissant dans la section.

Dans le cas des BFUP de classe T3*, l'Expression de $\sigma_{Rd,f}$ devient :

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot V_{cf}} \times \frac{1}{\varepsilon^* - \varepsilon_{el}} \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon^*} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon \quad (6.214)$$

Avec :

$$\varepsilon^* = \max(\varepsilon_u ; \varepsilon_{u,lim})$$

ε_u étant l'allongement maximal dans le calcul d'ELU de flexion composée

ε_{el} et $\varepsilon_{u,lim}$ étant définis en 3.1.7.3.1 (7)

Excepté pour des éléments de très petites dimensions, dans les Expressions (6.210) et (6.214), la valeur de K à utiliser est K_{global} . Pour le calcul d'effort tranchant, un élément est de très petite dimension si la largeur b_w et la hauteur h sont toutes deux inférieures à $5.L_f$, avec L_f la longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité.

6.2.1.5 Terme $V_{Rd,max}$

(1) Pour des éléments en BFUP sans armatures d'effort tranchant, la limite de résistance des bielles de compression est :

$$V_{Rd,max} = 2,3 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta \quad (6.215)$$

θ désigne l'inclinaison sur l'axe longitudinal de la contrainte principale de compression.

Pour des éléments en BFUP avec des armatures d'effort tranchant inclinées de α :

$$V_{Rd,max} = 2,3 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} \left[\frac{V_{Rd,s} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} + V_{Rd,f} \tan \theta \right] \left[\frac{1}{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}} \right] \quad (6.216)$$

(2) Lorsque l'âme comporte des gaines injectées ou non, le diamètre de la gaine est déduit de la largeur de la poutre b_w . Cette largeur doit être remplacée par la largeur nominale $b_{w,nom}$ définie comme suit :

$$b_{w,nom} = b_w - \sum \varphi \quad (6.217)$$

6.2.1.6 Effort de traction supplémentaire dû à l'effort tranchant

(1) Pour les éléments en BFUP sans armatures de flexion ni d'effort tranchant, l'équilibre des sections en flexion doit être justifié en tenant compte du décalage a_i de la courbe des moments défini en 9.2.1.3.

(2) Pour les éléments en BFUP armés en flexion, mais sans armatures d'effort tranchant, l'armature longitudinale de flexion doit pouvoir résister à l'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} , dû à l'effort tranchant V_{Ed} , calculé au moyen de l'Expression :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \tan\theta) \geq 0 \quad (6.218)$$

(3) Pour les éléments en BFUP armés en flexion et à l'effort tranchant (armatures transversales d'angle α), l'armature longitudinale de flexion doit pouvoir résister à l'effort de traction supplémentaire :

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} [V_{Rd,f} (\cot\theta - \tan\theta) + V_{Rd,s} (\cot\theta - \cot\alpha)] / (V_{Rd,s} + V_{Rd,f}) \geq 0 \quad (6.219)$$

(4) Dans tous les cas, 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.

6.2.1.7 Charges concentrées près des appuis

(1) Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $a_v \leq 2,0d$, l'effort tranchant de calcul agissant V_{Ed} doit être inférieur à l'effort tranchant résistant qui est égal à la plus petite des deux valeurs V'_{Rd} et $V'_{Rd,max}$:

$$V_{Ed} \leq \min (V'_{Rd} ; V'_{Rd,max}) \quad (6.220)$$

$$V'_{Rd} = V'_{Rd,c} + V'_{Rd,s} + V'_{Rd,f} \quad (6.221)$$

V'_{Rd} est la superposition de trois termes résistants qui doivent être calculés selon les Expressions qui suivent en (2), (3) et (4).

(2) Le terme de contribution du BFUP $V'_{Rd,c}$ est donné par l'Expression suivante :

$$V'_{Rd,c} = \beta' V_{Rd,c} \quad (6.222)$$

Où $V_{Rd,c}$ est donné en 6.2.1.2

$$\beta' = 3 - a_v/d \quad (6.223)$$

En l'absence d'armature longitudinale, il convient de retenir $d = 0,9 h$.

(3) Le terme de contribution des armatures transversales $V'_{Rd,s}$ est donné par les Expressions suivantes :

- Pour $0,5 < a_v/d < 2$:

$$V'_{Rd,s} = \frac{1}{1,50} \left[\left(\frac{a_v}{d} - 0,5 \right) \cot\theta \frac{A_{sw,t}}{s_t} l_t f_{ywd,t} + \left(2 - \frac{a_v}{d} \right) \frac{A_{sw,l}}{s_l} h_l f_{ywd,l} \right] \quad (6.224)$$

où :

$A_{sw,t}$ est l'aire de la section d'un cours d'armatures transversales

s_t est l'espacement des cours d'armatures transversales

L'aire totale de la section des armatures transversales $(A_{sw,t}/s_t) l_t$ est comptée sur une longueur l_t centrée sur la portée a_v , définie par :

$$l_t / d = 0,6 + 0,15 (a_v/d) \quad (6.225)$$

NF P18-710

$A_{sw,l}$ est l'aire de la section d'un cours d'armatures longitudinales réparties sur la hauteur de la section

s_l est l'espacement des cours d'armatures longitudinales réparties

NOTE Pour davantage d'explications sur la distance a_v , se reporter au FD P18-717 6.2.1 - (II)

L'aire totale de la section des armatures longitudinales ($A_{sw,l} / s_l$), h_l est comptée sur une hauteur h_l , comptée à partir de l'armature de flexion ou de la face tendue s'il n'y a pas d'armature, définie par :

$$h_l / d = 0,6 + 0,15 (a_v/d) \quad (6.226)$$

Il convient de borner θ par :

$$\cot\theta \leq a_v/d \quad (6.227)$$

Si $\cot\theta$ est supérieur à a_v/d , il faut remplacer $\cot\theta$ par a_v/d dans la de $V'_{Rd,s}$ (Expression (6.224)).

Il est possible de simplifier le calcul en adoptant une répartition a priori entre les deux familles d'armatures :

$$\frac{\frac{A_{sw,l}}{s_l} h_l}{\frac{A_{sw,l}}{s_l} + \frac{A_{sw,t}}{s_t} l_t \cot\theta} = 1 - \frac{1}{1,15} \left(\frac{a_v}{d} - 0,5 \right) \quad (6.228)$$

Dans le cas des sections circulaires, il convient de minorer de 30% les aires $A_{sw,t}$.

- Pour $0 < a_v/d \leq 0,5$:

$$V'_{Rd,s} = (A_{sw,l} / s_l) h_l f_{ywd,l} \quad (6.229)$$

Avec :

$$h_l / d = 1 - 0,65 (a_v/d) \quad (6.230)$$

(4) Le terme de contribution des fibres $V'_{Rd,f}$, en flexion simple ou composée avec un effort normal N_{Ed} de compression est donné par les Expressions suivantes :

- pour $1,0 < a_v/d < 2,0$:

$$V'_{Rd,f} = A'_{fv} \sigma_{Rd,f} \cot\theta \quad (6.231)$$

Où $\sigma_{Rd,f}$ est calculé par la formule (6.210) ou (6.214) avec la limite w^* ou ε^* correspondant au calcul de l'ELU de flexion dans la section à distance $2d$ de l'appui.

Et avec :

$$A'_{fv} = b_w h_f \quad (6.232)$$

La hauteur h_f est définie par l'Expression suivante :

$$h_f / d = 0,6 + 0,15 (a_v/d) \quad (6.233)$$

Il convient de borner θ par :

$$\cot\theta \leq a_v/d$$

- pour $0,5 < a_v/d < 1,0$:

$$V'_{Rd,f} = A'_{fv} \sigma_{Rd,f} (a_v/d) \quad (6.234)$$

Avec A'_{fv} défini selon (6.232) et donc h_f selon (6.233).

- pour $0 < a_v/d < 0,5$:

$$V'_{Rd,f} = 0,8 (1 - 0,75 a_v/d) A'_{fv} \sigma_{Rd,f} \quad (6.235)$$

Avec A'_{fv} défini selon (6.232) et h_f défini par $h_f / d = 1 - 0,65 (a_v / d)$

Dans le cas des sections circulaires, on prendra $b_w = 0,7 \Phi$.

(5) L'effort limite $V'_{Rd,max}$ s'exprime de la façon qui suit :

$$V'_{Rd,max} = 1,14 \Psi (\alpha_{cc} / \gamma_c) b_w z f_{ck}^{2/3} \quad (6.236)$$

- Pour $1 < a_v / d < 2$:

$$\Psi = \frac{2}{1,5} \cdot \left[1 - 0,5 \frac{a_v}{d} + \left(\frac{a_v}{d} - 0,5 \right) \cdot \left[\frac{V'_{Rd,s} + V'_{Rd,ft} \tan \theta}{V'_{Rd,s} + V'_{Rd,f}} \right] \right] \quad (6.237)$$

Il convient de de borner θ par :

$$\cot \theta < a_v/d$$

- Pour $0 < a_v / d < 1$: $\Psi = 1$

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

Ne s'applique pas, voir 6.2.1.

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

Ne s'applique pas, voir 6.2.1.

6.2.4 Cisaillement entre l'âme et les membrures

(1) La résistance au cisaillement de la membrure peut être calculée en considérant la membrure comme un système de bielles de compression, associées à des tirants correspondant au BFUP tendu avec ou sans armatures tendues.

(2) Ne s'applique pas

(3) Inchangé, y compris (103) de la norme NF EN 1992-2

(4) Pour vérifier le cisaillement entre l'âme et les membrures, il est nécessaire de vérifier l'inégalité suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \quad (6.238)$$

Où :

$$V_{Rd,f} = \frac{h_{fs}}{h_f} \sigma_{Rd,f} \cot \theta_f \quad (6.239)$$

et

NF P18-710

$$v_{Rd,s} = \frac{A_{sfs} \cdot f_{yd}}{h_f \cdot s_f} \cot \theta_f \quad (6.240)$$

θ_f est l'angle des bielles de compression par rapport à l'âme de la poutre. Il convient de retenir $\cot \theta_f = 1$ sauf en cas de précontrainte transversale.

$\sigma_{Rd,f}$ est valeur moyenne de la résistance post-fissuration définie en 6.2.1.4. Pour les BFUP de classe T1* et T2*, on calcule $\sigma_{Rd,f}$ en retenant $w^* = 0,3$ mm

h_f est l'épaisseur de la membrure à la jonction

h_{fs} est la hauteur de la membrure travaillant en cisaillement, voir Figure 6.203

A_{sfs} section droite des armatures transversales utilisées pour le cisaillement

s_f espacement des armatures transversales utilisées pour le cisaillement

Comme indiqué dans l'Expression (6.238), les éventuelles armatures de béton armé perpendiculaires à la jonction âme/membrures qui se trouvent dans la zone utilisée pour reprendre le cisaillement longitudinal v_{Ed} (zone définie par la hauteur h_{fs}) peuvent être utilisées pour reprendre tout ou partie de ce cisaillement via le terme A_{sfs} .

Il est également nécessaire de vérifier les bielles de compression via l'Expression (6.241) suivante :

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (6.241)$$

Dans le cas du BFUP non armé :

$$v_{Rd,max} = 2,3 \times \alpha_{cc} \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \cdot \frac{\tan \theta_f}{h_f/h_{fs}} \quad (6.242)$$

Dans le cas du BFUP avec armatures d'effort tranchant, l'Expression (6.242) doit être modifiée de la même façon qu'on modifie (6.215) pour passer à (6.216).

(5) Lorsque le cisaillement entre membrures et âme est combiné à la flexion transversale, le BFUP tendu situé dans la zone utilisée pour reprendre le cisaillement longitudinal v_{Ed} (zone définie par la hauteur h_{fs}) ne peut pas être utilisé pour reprendre la flexion transversale. Une armature de béton armé se situant dans cette même zone utilisée pour reprendre le cisaillement ne peut pas être utilisée pour reprendre la flexion transversale.

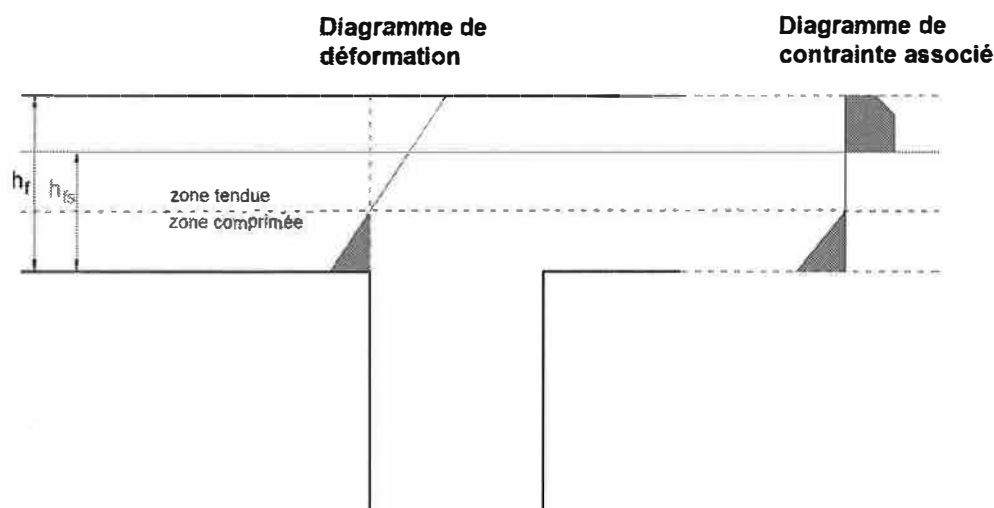


Figure 6.203 — Schéma de la jonction âme / membrures

(6) Ne s'applique pas

(7) Inchangé

6.2.5 Cisaillement le long des surfaces de reprise

(1) A l'interface entre deux BFUP différents, outre les exigences de 6.2.1 à 6.2.4, il convient également de vérifier :

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

v_{Edi} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface ; elle est donnée par :

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

où :

β est le rapport de l'effort normal (longitudinal) dans le BFUP de reprise à l'effort longitudinal total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue, calculé, à chaque fois, pour la section considérée

V_{Ed} est l'effort tranchant transversal

z est le bras de levier des forces internes de la section composite

b_i est la largeur de l'interface (voir Figures 6.204 et 6.205)

v_{Rdi} est la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement résistant à l'interface

S'il n'y a pas d'indentations :

$$v_{Rdi} = c f_{ctk,el}/\gamma_C + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 1,15 \alpha_{cc} f_{ck}^{2/3} / \gamma_C \quad (6.243)$$

où :

c et μ sont des coefficients qui dépendent de la rugosité de l'interface (voir (2))

σ_n est la contrainte engendrée par la force normale externe minimale à l'interface susceptible d'agir en même temps que l'effort de cisaillement ; elle est positive en compression, avec $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$, et négative en traction. Lorsque σ_n est une contrainte de traction, il convient de prendre $c f_{ctk,el}/\gamma_C = 0$.

$$\rho = A_s / A_i$$

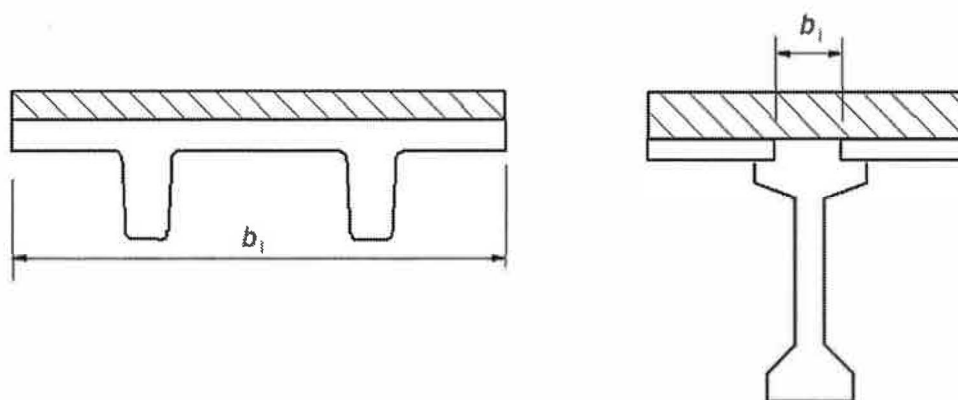


Figure 6.204 — Exemples de surfaces de reprise en section composite

NF P18-710

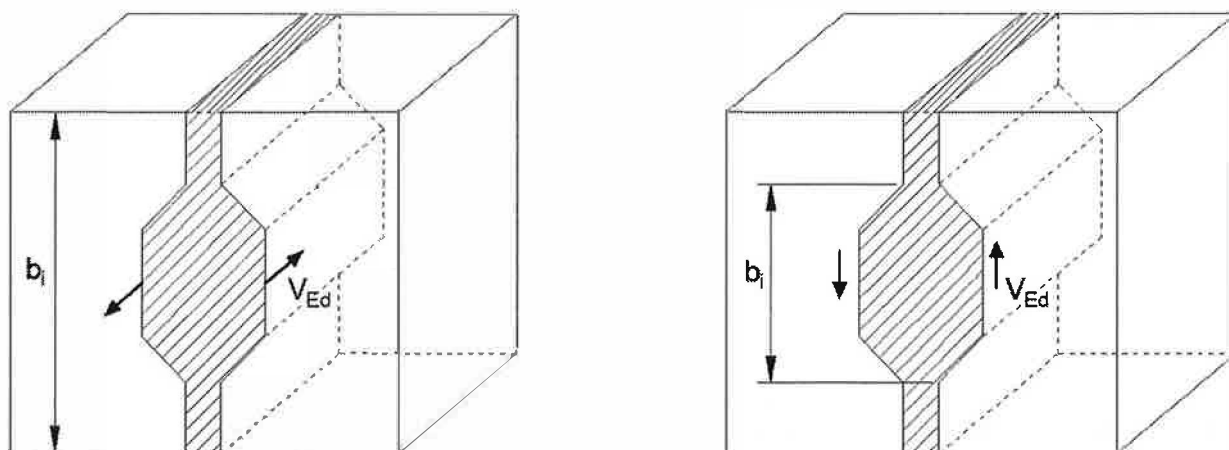


Figure 6.205 — Exemple de zones de clavage

A_s aire de la surface des armatures traversant l'interface, armatures d'effort tranchant comprises, le cas échéant, correctement ancrées de part et d'autre de l'interface

A_i aire du joint

α défini sur la Figure 6.9 de la norme NF EN 1992-1-1 ; il convient de limiter α de telle sorte que $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

NOTE En l'absence d'indentations, si les BFUP de part et d'autre de l'interface ont des propriétés différentes, v_{Rdi} est la plus petite valeur de cisaillement résistant.

Dans le cas d'indentations :

$$v_{Rdi} = c \frac{f_{ctkel}}{\gamma_c} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + (0,35\mu + 0,3) \frac{f_{ctfk}}{K \gamma_{cf}} \leq 1,15 \alpha_{cc} \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (6.244)$$

K est le facteur d'orientation des fibres dans la zone indentée dans la direction perpendiculaire à la reprise. Ce facteur d'orientation n'est pas forcément celui de la structure globale.

La hauteur des indentations doit vérifier :

$$d \geq L_f/2 \quad (6.245)$$

Les longueurs et la largeur des indentations doivent respecter les conditions suivantes :

$$h_1 \geq 2.L_f \quad (6.246)$$

$$h_2 \geq 2.L_f \quad (6.247)$$

$$b \geq 2.L_f \quad (6.248)$$

$$h_1 \leq 10.d \quad (6.249)$$

$$h_2 \leq 10.d \quad (6.250)$$

où h_1 , h_2 sont définies sur la Figure (6.204) ci-après.

b est la largeur de l'indentation

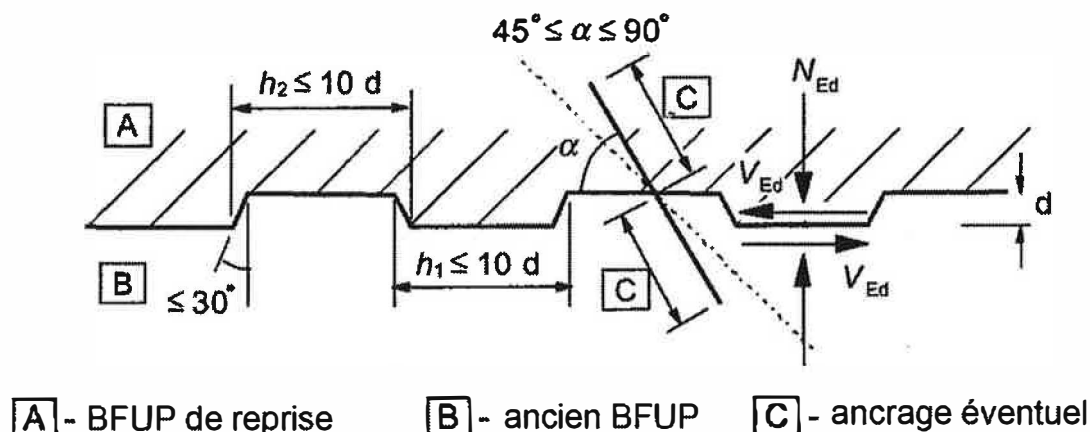


Figure 6.204 — Joint de reprise avec indentation

NOTE L'attention est attirée sur les conditions d'écoulement lors du coulage du BFUP qui doit permettre un remplissage satisfaisant des indentations ainsi qu'une répartition et une orientation correcte des fibres.

(2) A défaut d'informations détaillées, les surfaces en BFUP sont classées en très lisses, avec $c = 0,025$ à $0,10$ et $\mu = 0,5$;

Dans le cas de surfaces de BFUP présentant des indentations vérifiant les conditions ci-avant : $c = 0,5$ et $\mu = 1,4$

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) Inchangé, y compris (105) de la norme NF EN 1992-2

(6) Complément : Dans le cas de reprise entre un BFUP et un béton ordinaire, la résistance de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface est donnée par l'Expression (6.25) de la norme NF EN 1992-1-1, c'est-à-dire le terme correspondant au béton ordinaire.

Dans le cas d'une surface de reprise avec indentations, l'effort tranchant résistant entre un élément en BFUP (élément n°1) et un élément en béton ordinaire (élément n°2) s'écrit :

$$V_{Rd} = \text{Min}(V_{Rd,1} \sum_i b_{1,i} h_{1,i}; V_{Rd,2} \sum_i b_{2,i} h_{2,i}) \quad (6.251)$$

Dans cette Expression :

$V_{Rd,1}$ est la valeur de la résistance de calcul de la contrainte de cisaillement de l'élément 1. $V_{Rd,1}$ est bornée par la valeur $1,15 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$

$V_{Rd,2}$ est la valeur de la résistance de calcul de la contrainte de cisaillement de l'élément 2. $V_{Rd,2}$ est bornée par la valeur $0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$

$b_{1,i}$ est la largeur de l'indentation i de l'élément 1

$h_{1,i}$ est la hauteur de l'indentation i de l'élément 1

$b_{2,i}$ est la largeur de l'indentation i de l'élément 2

$h_{2,i}$ est la hauteur de l'indentation i de l'élément 2

6.3 Torsion

6.3.1 Généralités

(1)P Lorsque l'équilibre statique d'une structure dépend de la résistance en torsion de certains de ses éléments, pour ceux-ci on doit procéder à une vérification complète à la torsion à l'état-limite ultime.

(2) Lorsque, dans des structures hyperstatiques, les sollicitations de torsion sont issues uniquement de considérations de compatibilité et que la stabilité de la structure n'est pas déterminée par la résistance en torsion, il

NF P18-710

n'est généralement pas nécessaire de considérer les sollicitations de torsion à l'état-limite ultime. Une fissuration excessive est évitée en vérifiant la condition de non fragilité donnée en 9.1 (3).

(3) La résistance en torsion d'une section est calculée sur la base d'une ou de plusieurs sections fermées assimilées à des sections à paroi mince dont on définit l'épaisseur fictive t_{ef} et dans lesquelles l'équilibre est assuré par un flux fermé de cisaillement. Dans le cas des sections creuses, il convient de limiter l'épaisseur de paroi fictive à l'épaisseur réelle.

Les sections pleines à contour convexe peuvent être modélisées directement par des sections fermées à parois minces équivalentes. Les sections pleines à contour non convexe, telles que les sections en T, peuvent être tout d'abord décomposées en sections élémentaires, modélisées chacune par une section à parois minces équivalente, la résistance à la torsion de l'ensemble étant prise égale à la somme des résistances des sections élémentaires.

(4) Il convient que la distribution des moments de torsion dans les sections élémentaires soit proportionnée à la rigidité en torsion à l'état non-fissuré de celles-ci.

(5) Chaque section élémentaire peut être calculée séparément, en superposant les cisaillements dus à la torsion et à ceux dus à l'effort tranchant. Pour effectuer cette superposition dans le cas des sections creuses et des sections pleines à contour convexe, on peut être amené à décomposer la paroi en plusieurs éléments. Il convient aussi de distinguer les parties comprimée et tendue à l'ELU de flexion composée.

6.3.2 Méthode de calcul

(1) Dans le cas des sections creuses et des sections pleines à contour convexe soumises au couple de torsion T_{Ed} , le flux de cisaillement de torsion en tout point de la paroi est calculé par l'Expression suivante :

$$\tau_t t_{ef} = T_{Ed} / 2 A_k$$

Où τ_t est la contrainte tangente dans la paroi

t_{ef} est l'épaisseur de la paroi fictive égale au sixième du diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

A_k est l'aire limitée par la ligne moyenne de la section tubulaire fictive (partie creuse comprise)

Dans le cas des sections pleines à contour non convexe décomposées en sections élémentaires, le flux de cisaillement de torsion dans la paroi de la section élémentaire i , soumise à la fraction $T_{Ed,i}$ du couple de torsion de calcul, est calculé par l'Expression :

$$\tau_{ti} t_{ef,i} = T_{Ed,i} / 2 A_{ki}$$

Où τ_{ti} est le cisaillement dans l'élément i

$t_{ef,i}$ est l'épaisseur fictive de la paroi égale au sixième de l'épaisseur totale de l'élément

A_{ki} est l'aire limitée par la ligne moyenne de la section tubulaire fictive (partie creuse comprise).

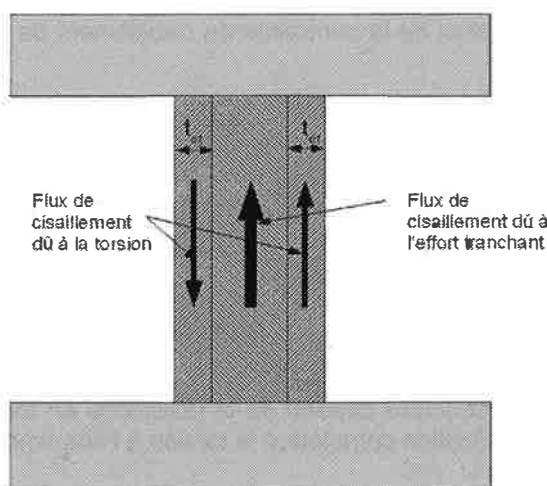


Figure 6.207 — Flux de cisaillement dus à la torsion et au cisaillement

(2) Les effets de la torsion peuvent être superposés à ceux de l'effort tranchant, en prenant une même valeur pour l'inclinaison θ des bielles. Celle-ci est évaluée comme en 6.2.1.3 à partir du calcul élastique des contraintes.

Complément : L'aire A_{sw} de la section des armatures transversales qui complètent éventuellement la contribution des fibres à la résistance au couple de torsion seul, peut être calculée au moyen de l'Expression :

$$t_{ef}\sigma_{Rd,f} + \frac{A_{sw}f_{yd}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cot\theta} \quad (6.252)$$

$\sigma_{Rd,f}$ est la valeur moyenne de la résistance post-fissuration définie en 6.2.1.4 (1). Dans cette Expression on néglige la contribution du BFUP (autre que celle des fibres), analogue au terme résistant $V_{Rd,c}$ pour l'effort tranchant, ce qui est dans le sens de la sécurité.

Dans un élément de section pleine à contour non convexe, tel que l'âme d'une poutre en té (Figure 6.207), on peut distinguer une épaisseur t_{ef} de la section où les contraintes de cisaillement dues à la torsion et à l'effort tranchant sont de même signe et sur laquelle on admet conventionnellement que les fibres participent à la reprise du moment de torsion seul, selon l'Expression (6.252). On admet conventionnellement que les fibres participent à la reprise de l'effort tranchant dans la partie centrale et dans l'épaisseur t_{ef} où les contraintes sont de signe opposé, selon les Expressions (6.209) à (6.214) dans lesquelles on remplace la largeur totale b_w par une largeur réduite $b'_w = b_w - t_{ef}$. On doit vérifier la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ donnée en 6.2.

Pour les sections creuses et les sections pleines à contour convexe, il convient de dimensionner chaque élément de paroi i , de longueur z_i pour les effets combinés de l'effort tranchant et de la torsion. La formule suivante peut être appliquée pour vérifier chaque paroi :

$$V_{Rd,c} + V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed,i} + \frac{T_{Ed}}{2A_k} z_i \quad (6.253)$$

Le terme $V_{Ed,i}$ est l'effort agissant parallèlement à l'élément de paroi i , résultant des cisaillements d'effort tranchant.

Dans le terme résistant $V_{Rd,f}$ et pour le cas des BFUP de classe T1* ou T2*, la valeur moyenne de la résistance post-fissuration $\sigma_{Rd,f}$ est définie par l'Expression :

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K_{global}\gamma_{cf}(w_2^* - w_1^*)} \int_{w_1^*}^{w_2^*} \sigma_f(w) dw \quad (6.254)$$

w_1^* , w_2^* : ouvertures de fissure aux extrémités 1 et 2 de la longueur z_i de la paroi ou élément de paroi considéré, qui doivent satisfaire à :

$$w_j^* = \max(w_{uj} ; w_{max}) \quad (6.255)$$

w_{uj} étant l'ouverture de calculée sous les sollicitations d'ELU de flexion composée aux extrémités $j = 1$ ou 2 de la longueur z_i et w_{max} l'ouverture maximale admissible des fissures, au sens de 7.3.1.

K_{global} : facteur d'orientation pour la direction perpendiculaire aux bielles d'inclinaison θ_i .

Dans le cas des BFUP de classe T3*, l'Expression de $\sigma_{Rd,f}$ devient :

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K_{global}\gamma_{cf}(\epsilon_2^* - \epsilon_1^*)} \int_{\epsilon_1^*}^{\epsilon_2^*} \sigma_f(\epsilon) d\epsilon \quad (6.256)$$

(3) L'aire de la section des armatures longitudinales de torsion $\sum A_{sl}$ peut être calculée au moyen de l'Expression :

$$\frac{A_k \sigma_{Rd,f} + \sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot\theta \quad (6.257)$$

NF P18-710

A_k est l'aire du feuillet moyen défini en 6.3.2(1)

$\sigma_{Rd,f}$ est valeur moyenne de la résistance post-fissuration définie par les formules de 6.3.2 (2) ci-dessus.

Dans les membrures comprimées, les armatures longitudinales éventuelles peuvent être réduites proportionnellement à l'effort de compression disponible. 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 de petites sections, elles peuvent être concentrées aux extrémités des côtés.

De même, dans les membrures tendues le terme $A_k \sigma_{Rd,f}$ dans (6.257) doit être diminué pour tenir compte de l'effort de traction longitudinal.

Il en est de même pour la participation des fibres : il est possible de réduire leur participation si la pièce est tendue. Ainsi le terme $\sigma_{Rd,f}$ ne peut pas être utilisé à la fois pour la traction longitudinale et la torsion.

Les armatures de précontrainte adhérentes peuvent être prises en compte en limitant l'accroissement de leur contrainte à $\Delta\sigma_p < 500$ MPa. Dans ce cas, $\sum A_{sl} f_{yd}$ dans l'Expression (6.257) est remplacée par $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$.

(4) La résistance 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 :

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (6.258)$$

Où :

T_{Ed} est le moment de torsion agissant de calcul

V_{Ed} est l'effort tranchant agissant de calcul

$T_{Rd,max}$ est le moment de torsion résistant limite. Dans le cas du BFUP sans armatures, il est donné par :

$$T_{Rd,max} = 2,3 \frac{\alpha_{CC}}{\gamma_C} \times 2A_k t_{ef,i} f_{ck}^{2/3} \tan\theta \quad (6.259)$$

$V_{Rd,max}$ est la valeur maximale de l'effort tranchant résistant limite selon l'Expression (6.215).

Pour les sections creuses et les sections pleines à contour convexe, 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 de compression des bielles de BFUP par référence à la résistance limite $V_{Rd,max}$.

(5) Ne s'applique pas

6.3.3 Torsion gênée

(1) Inchangé

(2) Inchangé

6.4 Poinçonnement

(1) La partie 6.4 de la présente norme se substitue en totalité à la partie 6.4 de la norme NF EN 1992-1-1.

(2) Considérant un contour de référence situé à une distance égale à $h/2$ de la zone chargée, la contrainte moyenne de cisaillement τ dans le BFUP doit être inférieure à :

$$\tau_{max} = \frac{0,8}{\gamma_{cf}} \text{Min} \left(\frac{f_{ctfk}}{K_{local}} ; f_{ctkel} \right) \quad (6.260)$$

NOTE Cette vérification est valable que le BFUP soit non armé, armé ou précontraint.

6.5 Méthode bielles et tirants

6.5.1 Généralités

(1)P La partie 6.5 de la présente norme se substitue en totalité à la partie 6.5 de la norme NF EN 1992-1-1.

Lorsqu'il existe une distribution non-linéaire des déformations relatives (appuis, voisinage de charges concentrées ou contraintes planes), il est possible d'utiliser des modèles bielles-tirants. La méthode bielles et tirants peut être utilisée à condition de démontrer que le cheminement des efforts proposés dans le modèle bielles et tirants correspond au cheminement des efforts d'une analyse élastique.

6.5.2 Résistance des bielles

(1) La contrainte limite dans une bielle comprimée est fixée à $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$ dans le cas où la bielle est soumise à une contrainte transversale positive ou nulle et à $2,3 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3}/\gamma_c$ lorsque la bielle est soumise à une contrainte transversale négative (traction), par cohérence avec le terme $V_{Rd,max}$ de la vérification à l'effort tranchant.

6.5.3 Tirants

(1) Les tirants peuvent être constitués d'armatures de béton armé, mais peuvent aussi être réalisés grâce à l'effort résistant apporté par les fibres. Dans ce dernier cas, l'effort de tirant est de $A_t \cdot \sigma_{Rd,f}$ où A_t est l'aire du tirant considéré.

Dans les calculs de tirants, $\sigma_{Rd,f}$ est valeur moyenne de la résistance post-fissuration définie en 6.2.1.4 (1) calculée avec K_{local} . De plus, pour les BFUP de classe T1* et T2*, la contrainte $\sigma_{Rd,f}$ est calculée en retenant $w^* = 0,3$ mm.

NOTE Dans les cas où le BFUP est mobilisé dans des zones étendues où un défaut localisé sera sans conséquence, il est possible de calculer $\sigma_{Rd,f}$ avec K_{global} .

6.5.4 Nœuds

(1) Lorsque le nœud est soumis seulement à de la compression, la contrainte maximum est prise égale $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$.

Lorsque le nœud est soumis à de la compression et à de la traction, la contrainte maximum est fixée à $2,3 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3}/\gamma_c$.

6.6 Ancrages et recouvrements

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

6.7 Pressions localisées

(1)P Inchangé

(2) Dans le cas d'une charge uniformément répartie sur une surface A_{c0} (voir Figure 6.29 de la norme NF EN 1992-1-1), l'effort de compression limite peut être déterminé comme suit :

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot \frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot \frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.261)$$

où :

A_{c0} est l'aire chargée,

A_{c1} est l'aire maximale de diffusion utilisée pour le calcul, A_{c1} et A_{c0} étant homothétiques

NF P18-710

(3) Inchangé

(4) Les efforts de traction transversale dus à l'effet de la charge doivent être repris par le BFUP tendu et les éventuelles armatures réparties.

(105) Il convient de mener le calcul des zones d'appui des ouvrages de génie civil 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

(1)P Inchangé

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

Sont exclus de la vérification à la fatigue les ouvrages suivants :

- Les bâtiments courants, à l'exception des éléments minces en façade ;
- Les fondations, murs et écrans de soutènement ;
- Les structures enterrées avec une couverture minimale de 1 m de terre ;
- Les piliers et poteaux non rigidement reliés aux superstructures, les piles de pont non rigidement reliées au tablier ;
- Les culées de voûtes et de ponts à l'exception des culées creuses.

(3) La tenue en fatigue est vérifiée par satisfaction de critères en contraintes portant :

- sur l'étendue et/ou la valeur maximale de contrainte de compression du BFUP comprimé
- sur la valeur maximale de la contrainte de traction du BFUP
- sur la valeur maximale de la contrainte de cisaillement du BFUP
- sur l'étendue et/ou la valeur maximale des contraintes des armatures de béton armé, le cas échéant
- sur l'étendue des variations de contrainte des armatures de précontrainte, le cas échéant.

Les dispositions suivantes sont réputées assurer la tenue en fatigue pour le BFUP ou les armatures, indépendamment du nombre de cycles :

- BFUP comprimé lorsque $\sigma_c < 0,6 f_{ck}$ sous combinaison ELS caractéristique des actions
- armatures tendues dans les sections de BFUP armé, lorsque $\sigma_s < 300$ MPa sous combinaison ELS caractéristique d'actions
- armatures de précontrainte et armatures de béton armé, dans les zones où, sous combinaison fréquente d'actions avec P_m , les fibres extrêmes de la section de BFUP restent comprimées
- armatures d'effort tranchant, lorsque ces armatures ont été dimensionnées à l'ELU avec un schéma de bielles d'inclinaison θ telle que $1,0 \leq \cot\theta \leq 1,5$

6.8.2 Efforts internes et contraintes pour la vérification à la fatigue

(1)P Le calcul des contraintes doit être conduit dans l'hypothèse de sections fissurées. La contribution du BFUP tendu doit être prise en compte en utilisant les lois contraintes – déformations ELS décrites en 3.1.7.3. Le calcul des contraintes dans le BFUP et les éventuelles armatures doit être effectué en supposant la compatibilité des déformations.

(2)P L'effet de la différence de comportement vis-à-vis de l'adhérence entre armatures de béton armé et armatures de précontrainte doit être pris en compte en multipliant la variation de contrainte dans les armatures de béton armé, calculée en faisant l'hypothèse d'une adhérence parfaite, par application d'un coefficient η :

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi(\phi_s/\phi_p)}}$$

(6.64)

où :

- A_s est l'aire de la section des armatures de béton armé
- A_p est l'aire de la section de l'armature ou des armatures de précontrainte
- ϕ_s est le diamètre réel ou équivalent des armatures de béton armé
- ϕ_p est le diamètre réel ou équivalent des armatures de précontrainte
 - $\phi_p = 1,6 \sqrt{A_p}$ pour les paquets
 - $\phi_p = 1,75 \phi_{wire}$ pour les monotorons de 7 fils
 - $\phi_p = 1,20 \phi_{wire}$ pour les monotorons de 3 fils

où ϕ_{wire} est le diamètre du fil

ξ est le rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte adhérentes à la capacité d'adhérence des armatures à haute résistance dans le BFUP. La valeur relève de l'Agrément Technique Européen concerné. A défaut, on peut utiliser les valeurs du Tableau 6.201.

Tableau 6.201 — Rapport ξ de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé

Armatures de précontrainte	ξ	
	pré-tension	post-tension adhérentes
Barres ou fils lisses	0,35	0,11
Torons	0,6	0,18
Fils crantés	0,7	0,22
Barres à haute adhérence	0,8	0,24

Le diamètre équivalent $\varnothing_{eq}$ de plusieurs armatures de béton armé peut s'obtenir en appliquant l'Expression suivante :

$$\varnothing_{eq} = \sqrt{\sum \varnothing_i^2 / \sum \varnothing_i}$$

(6.262)

$\varnothing_i$ diamètre de l'armature i composant le groupe d'armature

(3) Inchangé

6.8.3 Combinaison d'actions

- (1)P Inchangé
- (2)P Inchangé
- (3)P Inchangé

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

- (1) Inchangé, y compris l'annexe nationale
- (2) Inchangé
- (3)P Inchangé

NF P18-710

(4) Inchangé

(5) Inchangé, y compris l'annexe nationale

(6)P Inchangé

(107) Inchangé

6.8.5 Vérification des armatures à l'aide de l'étendue de contrainte équivalente vis à vis de l'endommagement

(1) Au lieu d'une vérification explicite de l'endommagement conformément à 6.8.4, la vérification à la fatigue des armatures dans les cas standards, pour lesquels les charges sont connues (ponts ferroviaires et ponts routiers), peut également être effectuée en utilisant des étendues de contrainte équivalentes vis-à-vis de l'endommagement, comme indiqué en 6.8.5 (3)

(2) Inchangé

(3) Inchangé

6.8.6 Autres vérifications

(1) Inchangé, y compris l'annexe nationale

(2) Inchangé

(3) Inchangé, y compris l'annexe nationale

6.8.7 Vérifications du BFUP

(1) Ne s'applique pas

(2) On peut admettre que la résistance en fatigue du BFUP travaillant en compression est satisfaisante si :

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{ck}} \leq 0,4 + 0,4 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{ck}} \quad (6.263)$$

où :

$\sigma_{c,max}$ est la contrainte de compression maximale sous la combinaison fréquente de charges (positive en compression)

$\sigma_{c,min}$ est la contrainte de compression minimale dans la même direction. Si la contrainte minimale s'avère être une traction, il convient de prendre $\sigma_{c,min} = 0$.

(3) Ne s'applique pas

(4) Ne s'applique pas

(5) Complément : On peut admettre que la résistance en fatigue du BFUP travaillant en traction est satisfaisante si la contrainte normale de traction aux ELS est limitée à $0,95 \min(f_{ctk,el} ; f_{ctfk} / K)$ aussi bien en combinaison fréquente des actions pour les situations de projet durable, qu'en combinaison caractéristique associée aux phases de construction.

(6) Complément : On peut admettre que la résistance en fatigue du BFUP travaillant en cisaillement est satisfaisante si la somme des contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant et à la torsion aux ELS est limitée à $0,95 \min(f_{ctk,el} ; f_{ctfk} / K)$ aussi bien en combinaison fréquente des actions pour les situations de projet durable, qu'en combinaison caractéristique associée aux phases de construction.

7 ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

7.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2) Dans le calcul des contraintes et des flèches, il convient d'admettre que les sections sont non fissurées dès lors que la contrainte de traction en flexion n'excède pas $f_{ctk,el}$.

(3) Complément : Les lois de calcul données en 3.1.7 (définies avec les valeurs caractéristiques des contraintes) sont utilisées pour les vérifications de contraintes décrites en 7.2 (dans les armatures essentiellement).

Pour la vérification de l'ouverture des fissures en application de 7.3, on utilise les lois de calcul en « valeurs moyennes » définies en 3.1.7.3.1 (9), à l'exception du cas des BFUP de classe T2* pour lesquels on conserve les valeurs caractéristiques.

(4) Complément : le calcul des contraintes doit être conduit en considérant une contribution du BFUP tendu conformes aux lois contraintes – déformations ELS décrites en 3.1.7.3. Le calcul des contraintes dans le BFUP et les éventuelles armatures doit être effectué en supposant la compatibilité des déformations. Dans le cas du BFUP armé et précontraint, le calcul des contraintes doit également tenir compte des facteurs d'adhérence entre le BFUP et les armatures donnés en 6.8.2.

7.2 Limitations des contraintes

(1)P Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1 et (102) de la norme NF EN 1992-2

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(4) Inchangé

(5) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

NOTE Ne concerne évidemment que le cas où le BFUP est associée à des armatures de béton armé ou des armatures de précontrainte. Dans le cas où le BFUP est associé à des armatures adhérentes, la limitation de la contrainte de ces armatures ne dispense pas de vérifier les ouvertures de fissures et les flèches.

(6) Complément : pour les BFUP non armés et non précontraints, il n'est pas nécessaire d'envisager une autre limitation de la contrainte de traction du BFUP fibré que celle qui résulte de la limitation des ouvertures de fissure donnée en 7.3.

(7) Complément : Dans le cas d'une flexion composée avec un effort normal de traction sur élément mince, la déformation en traction au droit de la fibre moyenne ne devra pas être supérieure à $\epsilon_{lim} / 2$ sauf justification particulière.

7.3 Maîtrise de la fissuration

7.3.1 Considérations générales

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) La valeur limite w_{max} de l'ouverture calculée des fissures est donnée dans le Tableau 7.201 ci-dessous.

NF P18-710

Tableau 7.201 — Valeurs recommandées de w_{max} (en mm)

Classe d'exposition	Eléments en BFUP armé et éléments en BFUP précontraint à armatures non adhérentes	Eléments en BFUP précontraint à armatures adhérentes	Eléments en BFUP non armé et non précontraint	
			Combinaison caractéristique des charges	Combinaison fréquente des charges
X0, XC1	0,3	0,2	0,3	0,3
XC2, XC3, XC4	0,2	0,1	0,2	0,1
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3	0,1	Limitation traction à $\frac{2}{3} \cdot \min(f_{ctm,el}, f_{ctfm}/K_{global})$	0,1	0,05

- (6) Inchangé
- (7) Inchangé
- (8) Lorsqu'on utilise des modèles bielles-tirants avec les bielles orientées selon les isostatiques de compression à l'état non-fissuré, il est possible d'utiliser les efforts dans les tirants pour déterminer les contraintes dans les armatures correspondantes le cas échéant et estimer l'ouverture des fissures.
- (9) Ne s'applique pas
- (110) Pour les éléments en BFUP, la maîtrise de la fissuration par cisaillement doit être assurée par application de l'annexe QQ. Cette vérification concerne les ouvrages de génie civil mais n'est généralement pas nécessaire pour les bâtiments.

7.3.2 Sections minimales d'armatures

- (1)P Les éléments en BFUP ne nécessitent pas de quantité minimale d'armatures de béton armé pour maîtriser la fissuration, celle-ci est supposée assurée par les vérifications de 7.3.4 et le caractère suffisamment ductile en traction des BFUP couverts par la présente norme (voir 1.1 (4)).
- (2) Ne s'applique pas
- (3) Ne s'applique pas

7.3.3 Maîtrise de la fissuration sans calcul direct

- (1) Ne s'applique pas
- (2) Ne s'applique pas
- (3) Ne s'applique pas
- (4) Ne s'applique pas
- (5) Ne s'applique pas

7.3.4 Calcul de l'ouverture des fissures

(1) La partie 7.3.4 de la présente norme remplace en totalité la partie 7.3.4 de la norme NF EN 1992-1-1. La présente partie 7.3.4 n'est à appliquer qu'aux éléments épais en BFUP de classe T1* et T2*. La vérification de l'ouverture des fissures n'est pas nécessaire pour les éléments minces et les BFUP de classe T3*.

(2) Dans le cas des BFUP non armés, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$w_{t,a} = \left(\varepsilon_{t,a} - \frac{f_{ctm,el}}{K.E_{cm}} \right) \cdot L_c \leq w_{max} \quad (7.201)$$

où

$\varepsilon_{t,a}$ est la valeur maximale de la déformation (en valeur absolue) résultant d'un calcul d'équilibre de section dans lequel les lois du BFUP sont les lois de calcul ELS dites moyennes (voir 3.1.7.3.1 (9)).

Pour les BFUP de classe T2*, la déformation $\varepsilon_{t,a}$ doit cependant résulter de l'équilibre de la section en utilisant les lois de calcul avec les valeurs caractéristiques des contraintes et $f_{ctm,el}$ doit être remplacé par $f_{ctk,el}$ dans l'Expression (7.201).

Le facteur d'orientation K_{global} correspond à la direction longitudinale.

w_{max} est la valeur limite de l'ouverture des fissures donnée par le Tableau 7.201.

L_c est la longueur caractéristique : $L_c = 2/3 \cdot h$ avec h hauteur de la section

(3) Dans le cas du BFUP armé ou précontraint, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$w_{t,b} \leq w_{max} \quad (7.202)$$

où

w_{max} est la valeur limite de l'ouverture des fissures donnée par le Tableau 7.201.

$w_{t,b}$ est l'ouverture de fissure calculée au niveau de la fibre la plus tendue. $w_{t,b}$ se déduit de w_s qui est l'ouverture de fissure calculée au niveau de l'armature la plus tendue par l'Expression suivante :

$$w_{t,b} = w_s (h - x - x') / (d - x - x') \quad (7.203)$$

où h hauteur totale de la section

d hauteur utile de la section

x hauteur comprimée

x' hauteur tendue non fissurée (entre les contraintes 0 et $f_{ctm,el}$)

(4) L'ouverture de fissure au niveau de l'armature la plus tendue w_s est donnée par l'Expression suivante :

$$w_s = s_{r,max,f} \cdot (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}) \quad (7.204)$$

où $s_{r,max,f}$ est l'espacement maximal des fissures, calculé selon l'Expression (7.211)

$\varepsilon_{sm,f}$ est la déformation moyenne de l'armature, sous la combinaison de charges considérée, incluant l'effet des déformations imposées et tenant compte de la participation du BFUP tendu entre les fissures. Dans le cas d'une armature de précontrainte, seul est pris en compte l'allongement relatif au-delà de l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau

$\varepsilon_{cm,f}$ est la déformation moyenne du BFUP entre les fissures

$(\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f})$ est calculé selon l'Expression (7.205) suivante :

NF P18-710

$$\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} E_{cm}} - \frac{1}{E_s} \left[k_t \left(f_{ctm,el} - \frac{f_{ctfm}}{K} \right) \left(\frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}} \right) \right] \quad (7.205)$$

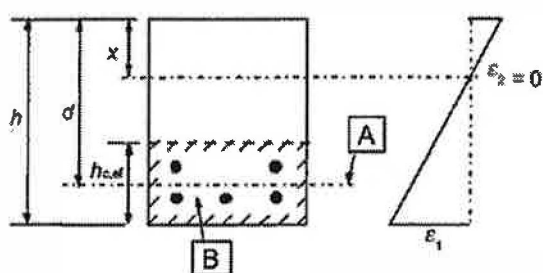
σ_s est la contrainte dans les armatures de béton armé tendues, calculée en faisant intervenir pour le BFUP les lois de calcul ELS dites moyennes (voir 3.1.7.3.1 (9)). Dans le cas des éléments en BFUP précontraint par pré-tension, σ_s peut être remplacée par $\Delta\sigma_p$, variation de contrainte dans les armatures de précontrainte depuis l'état correspondant à l'absence de déformation du BFUP au même niveau jusqu'à la limite élastique $f_{p,0,1k}$

Pour les BFUP de classe T2*, la contrainte σ_s doit cependant résulter de l'équilibre de la section en utilisant les lois de calcul avec les valeurs caractéristiques des contraintes et $f_{ctm,el}$ doit être remplacé par $f_{ctk,el}$ dans l'Expression (7.205).

$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$ dans le cas d'armatures de béton armé

$\rho_{eff} = A_p / A_{c,eff}$ dans le cas d'armatures de précontrainte

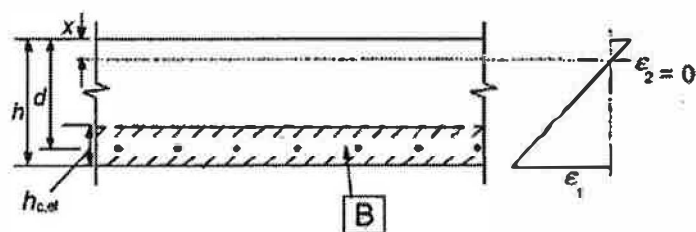
$A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective de BFUP autour des armatures tendues, de hauteur $h_{c,ef}$ égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : $2,5 (h - d)$ ou $h/2$ (voir Figure 7.201)



a) Poutre

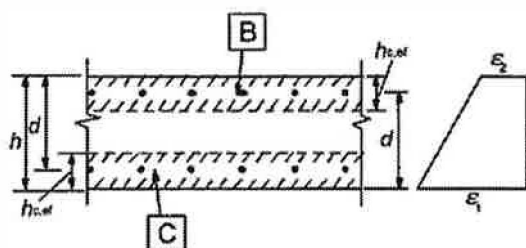
[A] : niveau du centre de gravité des armatures

[B] : aire de la section effective de BFUP autour des armatures tendues $A_{c,eff}$



b) Dalle

[B] : aire de la section effective de BFUP autour des armatures tendues $A_{ct,eff}$



c) Élément sollicité en traction

[B] : aire de la section effective de BFUP autour des armatures tendues en partie supérieure

[C] : aire de la section effective de BFUP autour des armatures tendues en partie inférieure

Figure 7.201 — Sections effectives de BFUP autour des armatures tendues (cas types)

A_s ou A_p sont les aires totales des armatures, de béton armé ou de précontrainte, situées dans l'aire de BFUP $A_{c,eff}$.

k_t est un facteur dépendant de la durée de la charge ou de leur répétition : $k_t = 0,6$ dans le cas d'un chargement de courte durée ; $k_t = 0,4$ dans le cas d'un chargement de longue durée appliqué alors que le béton est encore jeune, ou dans le cas de charges répétées d'amplitude importante.

Pour un lit d'armatures parallèles au parement tendu d'entraxe s , le calcul selon les Expressions (7.204) et (7.205) est suffisant si l'entraxe respecte la condition :

$$s \leq 5 (c + \emptyset / 2)$$

où c est l'enrobage et le $\emptyset$ diamètre de l'armature.

(5) Si l'entraxe s est compris entre $5 (c + \emptyset/2)$ et $10 (c + \emptyset/2)$, on doit calculer l'ouverture maximale de fissure à mi-distance entre les armatures à partir de l'ouverture des fissures calculée au droit de l'armature $w_{t,b}$ en utilisant l'Expression suivante :

$$w_1 = \left[1 + 0,015\alpha \cdot \beta \cdot \left[\frac{s}{c + \frac{\emptyset}{2}} \right]^2 \right] w_{t,b} \quad (7.206)$$

Où :

$$\alpha = 1 - 0,5 f_{ctfm} / (K f_{ctm,el}) > 0 \quad (7.207)$$

Et

$$\beta = \frac{100\rho_{eff}}{100\rho_{eff} + f_{ctfm} / (K.f_{ctm,el})} \quad (7.208)$$

L'ouverture de fissure corrigée w_1 doit vérifier :

$$w_1 \leq w_{max} \quad (7.209)$$

Si l'entraxe des armatures est supérieur à $10 (c + \emptyset / 2)$, l'ouverture de fissure corrigée w_1 doit être calculée avec $s = 10 (c + \emptyset / 2)$.

Le facteur d'orientation K_{global} correspond à la direction longitudinale. Pour les BFUP de classe T2*, $f_{ctm,el}$ et f_{ctfm} doivent être remplacés par $f_{ctk,el}$ et f_{ctfk} dans les formules (7.207) et (7.208).

(6) Quand les armatures de précontrainte et de béton armé sont combinées, l'expression de ρ_{eff} à utiliser est donnée par l'Expression suivante :

$$\rho_{eff} = \frac{A_s + \xi \frac{\phi_s}{\phi_p} A_s}{A_{c,eff}} \quad (7.210)$$

ϕ_s est le diamètre de l'armature de béton armé

ϕ_p est le diamètre de l'armature de précontrainte

ξ défini dans le Tableau 6.201 en 6.8.2

Quand plusieurs armatures de béton armé ou de précontrainte sont utilisées, il est possible de se ramener à des diamètres équivalents selon les règles données en 6.8.2.

(7) L'espacement maximal des fissures peut être calculé au moyen de l'Expression (7.211) qui additionne un terme d'enrobage l_0 et un terme de longueur de transmission l_t , dans le cas où toutes les armatures sont de même diamètre et de même adhérence :

$$s_{r,max,f} = 2,55 (l_0 + l_t) \quad (7.211)$$

avec $l_0 = 1,33 \cdot c / \delta$

NF P18-710

$$l_t = 2 \times \left[0,3k_2 \left(1 - \frac{f_{ctfm}}{K_{global} f_{ctm,el}} \right) \frac{1}{\delta \cdot \eta} \right] \frac{\phi}{\rho_{eff}} \geq \frac{L_f}{2} \quad (7.212)$$

$$\delta = 1 + 0,4 \left(\frac{f_{ctfm}}{K'_{global} f_{ctm,el}} \right) \leq 1,5 \quad (7.213)$$

où :

c est l'enrobage des armatures de diamètre Ø

η est égal à 2,25 dans le cas d'une armature de béton armé et à 2,25 ξ dans le cas d'une armature de précontrainte (ξ étant défini au Tableau 6.201).

δ est un paramètre qui traduit l'amélioration apportée par les fibres au comportement dans la zone d'enrobage et à l'adhérence des armatures

Le facteur K_{global} correspond à la direction longitudinale des armatures, K'_{global} à la direction transversale.

k_2 est un coefficient qui tient compte de la distribution des déformations ε dans la section fissurée ; $k_2 = 1$ en traction pure et 0,5 en flexion simple ou en flexion composée avec section partiellement comprimée ; $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \varepsilon_1$ en flexion composée avec section entièrement tendue, ε_1 et ε_2 étant respectivement le plus grand et le plus petit allongement en fibres extrêmes de la section.

Pour les BFUP de classe T2*, $f_{ctm,el}$ et f_{ctfm} doivent être remplacés par $f_{ctk,el}$ et f_{ctfk} dans les formules (7.212) et (7.213).

Quand des armatures de précontrainte (diamètre réel ou équivalent Ø_p, facteur d'adhérence η_p) et de béton armé (diamètre réel ou équivalent Ø_s, facteur d'adhérence η_s) sont combinées, le terme l_t de la formule (7.211) est remplacé par :

$$l_t = \frac{0,3 \frac{k_2}{\delta} \left(1 - \frac{f_{ctfm}}{K \cdot f_{ctm,el}} \right)}{\xi_1 \eta_s \frac{\rho_{s,eff}}{\phi_s} + \eta_p \frac{\rho_{p,eff}}{\phi_p}} \geq \frac{L_f}{2} \quad (7.214)$$

où :

$$\xi_1 \leq \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \text{ et } \xi \text{ défini en 6.8.2.}$$

$$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} \quad (7.215)$$

$$\rho_{p,eff} = A_p / A_{c,eff} \quad (7.216)$$

Pour les BFUP de classe T2*, $f_{ctm,el}$ et f_{ctfm} doivent être remplacés par $f_{ctk,el}$ et f_{ctfk} dans la formule (7.214).

7.4 Limitations des flèches

7.4.1 Considérations générales

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans la norme NF EN 1992-2

(4) Inchangé, y compris ce qui figure dans la norme NF EN 1992-2

(5) Inchangé, y compris ce qui figure dans la norme NF EN 1992-2

(6) Inchangé, y compris ce qui figure dans la norme NF EN 1992-2

7.4.2 Cas de dispense de calcul

(1)P Inchangé, y compris ce qui figure dans la norme NF EN 1992-2

(2) Ne s'applique pas

7.4.3 Vérifications des flèches par le calcul

(1)P Inchangé

(2)P La méthode adoptée doit représenter le comportement réel de la structure soumise aux actions correspondantes, avec un degré de précision en rapport avec les objectifs du calcul.

(3) Les flèches sont calculées par intégration des courbures.

Dans les sections non fissurées (traction maximale inférieure à $f_{ctm,el}$), la courbure est $\chi_I = M/EI$, I étant l'inertie brute de la section.

Pour les BFUP de classe T3* ou les éléments minces, caractérisés en traction post-fissuration par leur loi de comportement contrainte σ_f - déformation moyenne ε , le calcul d'équilibre en section plane donne directement la courbure moyenne $\chi_{II,moy}$ à partir des déformations ε .

Pour les structures en BFUP de classe T1* et T2* non armées, le calcul d'équilibre en section plane fissurée à partir de la loi σ_f - w transformée en loi σ_f - ε permet de connaître la déformation maximale du BFUP comprimé ε_c et la hauteur comprimée x , d'où la courbure maximale $\chi_{II} = \varepsilon_c / x$. La variation de courbure est considérée parabolique en fonction de la distance à la fissure y :

$$\chi(y) = \chi_I + (\chi_{II} - \chi_I) \left(1 - \frac{y}{h-x} \right)^2 \quad (7.217)$$

Dans les zones où coexistent plusieurs fissures, la courbure moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\chi_{II,moy} = 2 \chi_I / 3 + \chi_{II} / 3 \quad (7.218)$$

Pour les structures en BFUP de classe T1* et T2* armées, le calcul d'équilibre en section plane fissurée permet de connaître la contrainte σ_s de l'armature et la courbure maximale $\chi_{II} = \varepsilon_c / x$. L'allongement moyen de l'armature ε_{sm} est donné par la formule (7.217) et son rapport à la déformation maximale $\varepsilon_{II} = \sigma_s / E_s$:

$$\varphi = \varepsilon_{sm} / \varepsilon_{II} = \varepsilon_{sm} / (\sigma_s / E_s) \quad (7.219)$$

La courbure moyenne est alors donnée par la formule suivante :

$$\chi_{II,moy} = \varphi \chi_{II} \quad (7.220)$$

Cette valeur est valable sur une longueur de poutre de l'ordre de $s_{r,moy,f} / 2$ de part et d'autre de la section, $s_{r,moy,f}$ étant l'espacement moyen des fissures, égal à $s_{r,max,f}$ calculé par la formule (7.211) divisé par 1,7. Si des armatures d'adhérence différentes sont combinées, la valeur de σ_s est éventuellement corrigée par rapport au calcul de section plane.

(4) Les déformations dues au chargement sont évaluées en utilisant la limite d'élasticité en traction $f_{ctm,el}$ et le module d'Young effectif du BFUP (voir (5)).

(5) Dans le cas de charges d'une durée telle que le BFUP subit un fluage, la déformation totale, fluage inclus, peut être calculée en utilisant le module d'Young effectif du BFUP donné par l'Expression suivante :

NF P18-710

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.221)$$

où :

$\varphi(\infty, t_0)$ est le coefficient de fluage pour la charge et l'intervalle de temps considérés (voir 3.1.4)

(6) Pour le calcul des courbures qui seraient dues au retrait différentiel entre deux faces opposées d'une poutre, il convient de se reporter à 7.4.3 (3) à (5) pour l'évaluation des inerties des sections fissurées.

(7) Ne s'applique directement pas en l'état, voir 7.4.3 (3).

8 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ARMATURES DE BÉTON ARMÉ ET DE PRÉCONTRAÎNTE - GÉNÉRALITÉS

8.1 Généralités

(1) P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Ne s'applique pas

(4) Inchangé

(5) Complément : la présente norme traite le cas d'armatures de béton armé de diamètre supérieur ou égal à 8 mm et inférieur ou égal à 32 mm.

8.2 Espacement des armatures de béton armé

(1) P Inchangé

(2) Il convient d'adopter une distance libre (e_h horizontalement et e_v verticalement) entre barres parallèles conformément à la Figure 8.201 ci-après :

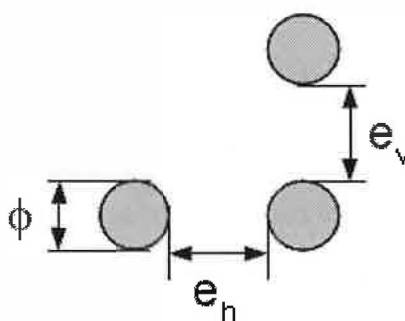


Figure 8.201 — Distances libres entre armatures

Les distances libres e_v et e_h doivent vérifier :

$$e_v \geq e_{\min} = \max\{\phi ; (D_{\text{sup}} + 5 \text{ mm}) ; 1,5 L_f ; 20 \text{ mm}\} \quad (8.201)$$

$$e_h \geq e_{\min} = \max\{\phi ; (D_{\text{sup}} + 5 \text{ mm}) ; 1,5 L_f ; 20 \text{ mm}\} \quad (8.202)$$

Avec

D_{sup} dimension nominale supérieure du plus gros granulat (voir 5.4.3 de la norme NF P18-470)

ϕ le diamètre nominal de l'armature de béton armé

L_f longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité

La distance entre armatures doit être supérieure à $1,5 L_f$ (longueur la longueur des plus longues fibres contribuant à assurer la non-fragilité) pour permettre un écoulement correct du BFUP.

NOTE La valeur minimale $1,5 L_f$ peut être réduite, sans descendre en dessous de $1,0 L_f$, à condition d'être validée en éprouve de convenance (contrôle visuel après découpe).

(3) Ne s'applique pas

(4) Inchangé

NF P18-710**8.3 Diamètres admissibles des mandrins de cintrage pour les barres pliées**

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Il n'est pas nécessaire de justifier le diamètre du mandrin vis-à-vis de la rupture du BFUP si les conditions ci-après sont remplies :

- l'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas $\max(5 \phi / \delta ; 2,5 \phi)$.
- la barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il existe une barre transversale de diamètre $\geq \max(\phi / \delta ; 2,5 \phi)$ à l'intérieur de la partie courbe.
- le diamètre du mandrin est supérieur ou égal aux valeurs recommandées du Tableau 8.1N de la norme NF EN 1992-1-1.

δ est défini en 7.3.4 (4)

Dans le cas contraire, il convient d'augmenter le diamètre du mandrin ϕ_m comme indiqué par l'Expression (8.203) :

$$\phi_m \geq F_{bt} \frac{\frac{1}{a_b} + \frac{a}{2\phi}}{2,7 \cdot \delta \cdot f_{ck}^{2/3}} \quad (8.203)$$

Où :

- F_{bt} est l'effort de traction dû aux charges ultimes dans une barre ou un groupe de barres en contact à l'origine de la partie courbe
- a_b , pour une barre donnée (ou groupe de barres en contact), est la moitié de l'entraxe entre les barres (ou groupes de barres) perpendiculairement au plan de la courbure. Pour une barre ou un groupe de barres proches du parement de l'élément, il convient de prendre pour a_b l'enrobage majoré de $\phi/2$.

8.4 Ancrages des armatures longitudinales**8.4.1 Généralités**

(1)P Inchangé

(2) Inchangé avec le complément suivant : sur la Figure 8.1 de la norme NF EN 1992-1-1, la longueur $5.\phi$ est à remplacer par $5.\phi / \delta$, δ étant défini en 7.3.4 (4).

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) Inchangé

(6) Inchangé

8.4.2 Contrainte ultime d'adhérence

(1)P Inchangé

(2) Pour les armatures à haute adhérence, la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} peut être prise égale à :

$$f_{bd} = \eta \delta f_{ctk,el} / \gamma_c \quad (8.204)$$

η est égal à 2,25 dans le cas d'une armature de béton armé et à 2,25 ξ dans le cas d'une armature de précontrainte (ξ étant défini au Tableau 6.201)

δ est défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213)

8.4.3 Longueur d'ancrage de référence

(1) P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

8.4.4 Longueur d'ancrage de calcul

(1) L'Expression de l_{bd} est modifiée comme suit :

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 l_{b,rqd} + l_{tol} \geq l_{b,min} + l_{tol} \quad (8.205)$$

l_{tol} tient compte des éventuelles imperfections de positionnement, sa valeur est donnée par l'Expression suivante :

$$l_{tol} = \max(\phi, 10\text{mm}) \quad (8.206)$$

Les coefficients α_1 , α_3 , α_4 , α_5 sont définis de la même façon que dans la norme NF EN 1992-1-1.

Le coefficient α_2 est défini par l'Expression suivante :

$$0,80 \leq \alpha_2 = 1,6 - 0,4 \left(\frac{c}{\phi} - 1 \right) \leq 1,6 \quad (8.207)$$

Où c est l'enrobage et ϕ le diamètre nominal de la barre.

La longueur d'ancrage minimale est donnée par les Expressions suivantes :

$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd} ; (1/\delta - 0,15) \cdot 10 \phi ; (1/\delta - 0,15) \cdot 100 \text{ mm})$ pour des barres tendues

$l_{b,min} = \max(0,7l_{b,rqd} ; (1/\delta - 0,15) \cdot 10 \phi ; (1/\delta - 0,15) \cdot 100 \text{ mm})$ pour des barres comprimées

où δ est défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213)

(2) Inchangé

8.5 Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales

(1) Inchangé

(2) L'ancrage est soit conforme à la Figure 8.202 ci-après, soit dans le cas où l'on place des barres rectilignes, la hauteur élastique z doit être diminuée des longueurs d'ancrage à chaque extrémité de l'armature. Le soudage doit être réalisé conformément à l'EN ISO 17660, les soudures présentant une résistance conformes à 8.6 (2).

NF P18-710

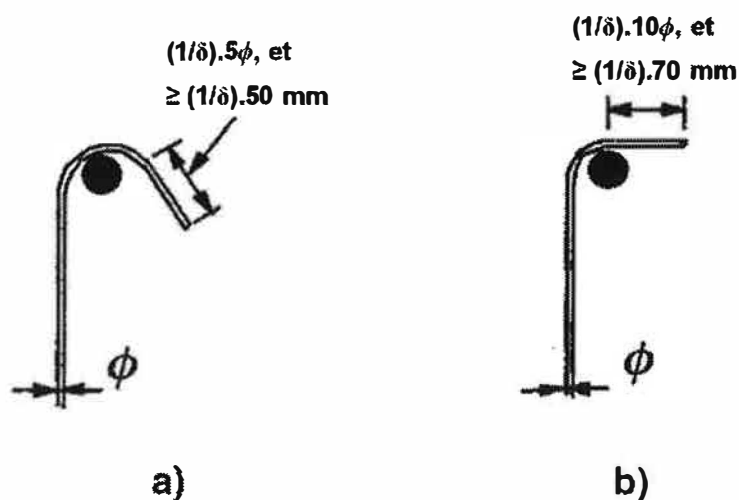


Figure 8.202 — Ancrages des armatures transversales

- sur le schéma a), les longueurs minimales 5ϕ et 50 mm sont multipliées par $1/\delta$, où δ est défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213).

- sur le schéma b), les longueurs minimales 10ϕ et 70 mm sont multipliées par $1/\delta$, où δ est défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213).

NOTE Les schémas c) et d) de la Figure 8.5 de la norme NF EN 1992-1-1 ne s'appliquent pas.

8.6 Ancrage au moyen de barres soudées

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

(3) Ne s'applique pas

(4) Ne s'applique pas

(5) Ne s'applique pas

8.7 Recouvrement et coupleurs

8.7.1 Généralités

(1) P Inchangé

8.7.2 Recouvrements

(1) P Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

8.7.3 Longueur de recouvrement

(1) Concernant la partie 8.7.3 de la norme NF EN 1992-1-1, seule l'Expression de $l_{o,min}$ est modifiée, celle-ci devient :

$$l_{o,min} \geq \max\{0,3 \alpha_s l_{b,rqd} ; 15\phi / \delta ; (1/\delta).200 \text{ mm}\} \quad (8.208)$$

Avec δ défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213).

NOTE La longueur de recouvrement peut être augmentée pour respecter les conditions sur les armatures transversales (ou fibres) dans une zone de recouvrement (voir 8.7.4).

8.7.4 Armatures transversales dans une zone de recouvrement

8.7.4.1 Armatures transversales dans le cas de barres tendues

(1) Inchangé

NOTE Les fibres pouvant apporter une contribution à la reprise des efforts transversaux de traction, sur justification particulière, il est possible de se dispenser d'armatures transversales dans les zones de recouvrement.

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

NOTE Une autre façon de disposer les armatures transversales prévues consiste à les répartir uniformément sur la longueur du recouvrement.

8.7.4.2 Armatures transversales dans le cas de barres toujours comprimées

(1) Inchangé

NOTE Une autre façon de disposer les armatures transversales prévues consiste à les répartir uniformément sur la longueur du recouvrement.

8.7.5 Recouvrement des treillis soudés constitués de fils à haute adhérence

8.7.5.1 Recouvrement des armatures principales

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Dans le cas de recouvrement de panneaux dans un même plan, il convient, pour les barres longitudinales principales, de respecter les dispositions de recouvrement énoncées en 8.7.2 et d'ignorer tout effet favorable des barres transversales, on adoptera $\alpha_1 = 0,9$ pour prendre en compte l'effet favorable des fibres.

(4) Inchangé

(5) Lorsque la condition (4) ci-dessus n'est pas satisfaite, il convient, pour le calcul de la résistance en flexion selon 6.1 ci-avant, d'adopter, pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue.

(6) Inchangé

(7) Inchangé

8.7.5.2 Recouvrement des armatures de répartition

(1) La partie 8.7.5.2 de la norme NF EN 1992-1-1 s'applique avec le complément suivant : les longueurs de recouvrement l_0 sont multipliées par δ défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213).

8.8 Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre

(1) La partie 8.8 de la norme NF EN 1992-1-1 ne s'applique pas au cas des BFUP. En ce qui concerne le diamètre des barres, voir 8.1 (5) de la présente norme.

NF P18-710

8.9 Paquets de barre

8.9.1 Généralités

- (1) Inchangé, y compris (101) de la norme NF EN 1992-2 et son Annexe Nationale
- (2) Inchangé
- (3) Inchangé
- (4) Inchangé
- (5) Les paquets de barre dont le diamètre équivalent est supérieur ou égal à 32 mm sont déconseillés.

8.9.2 Ancrage des paquets de barre

- (1) Les paquets de barres tendues peuvent être arrêtés au droit des appuis d'extrémité et des appuis intermédiaires. Les paquets dont le diamètre équivalent est strictement inférieur à 32 mm peuvent être arrêtés au voisinage de l'appui sans qu'il soit nécessaire de décaler les arrêts de barre. Les paquets dont le diamètre équivalent est supérieur ou égal à 32 mm sont déconseillés.
- (2) Inchangé
- (3) Il n'est pas nécessaire de décaler les arrêts de barre dans le cas de paquets de barres comprimées.

8.9.3 Recouvrement des paquets de barre

- (1) Inchangé
- (2) Inchangé
- (3) Ne s'applique pas

8.10 Armatures de précontrainte

8.10.1 Disposition des armatures de précontrainte et des gaines

8.10.1.1 Généralités

- (1)P Inchangé

8.10.1.2 Armatures de précontrainte par pré-tension

- (1) Les exigences données par la Figure 8.14 de la norme NF EN 1992-1-1 en termes de distance entre armature s'appliquent dans le cas des BFUP. La condition suivante est néanmoins ajoutée : la distance entre armatures doit être supérieure à $1,5 L_f$ pour un bon écoulement du BFUP.
- (2) Inchangé

8.10.1.3 Gaines de précontrainte

- (1)P Inchangé
- (2) Inchangé
- (3) Les exigences données par la Figure 8.15 de la norme NF EN 1992-1-1 en termes de distance entre armature s'appliquent dans le cas des BFUP. La condition suivante est néanmoins ajoutée : la distance entre armatures doit être supérieure à $1,5 L_f$ pour un bon écoulement du BFUP.

8.10.2 Ancrages des armatures de précontrainte par pré-tension

8.10.2.1 Généralités

(1) Inchangé

8.10.2.2 Transfert de la force de précontrainte

(1) Au relâchement de l'armature, on peut admettre que la précontrainte est transmise au béton par une contrainte d'adhérence constante f_{bd} , avec :

$$f_{bd} = \eta \delta f_{ctk,el}(t)/\gamma_c \quad (8.209)$$

où :

$f_{ctk,el}$: limite d'élasticité caractéristique en traction

t : date de détension des armatures

η est défini dans le Tableau 6.201 de la présente norme

δ est défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213)

(2) Inchangé

(3) Il convient de prendre pour valeur de calcul de la longueur de transmission la moins favorable des deux valeurs ci-dessous, selon la situation de projet considérée :

$$l_{pt1} = 0,4 l_{pt} \quad (8.210)$$

ou

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.211)$$

NOTE Normalement, la valeur la plus faible est utilisée pour les vérifications des contraintes locales au relâchement, la plus élevée pour les états-limites ultimes (effort tranchant, ancrage etc.).

(4) Inchangé

(5) Inchangé

8.10.2.3 Ancrage de l'effort de traction à l'état-limite ultime

(1) Il convient de vérifier l'ancrage des armatures de précontrainte dans des zones où la contrainte de traction dans le béton excède $f_{ctk,el}$. Il convient de calculer l'effort de précontrainte en considérant pour le BFUP la loi retenue en 3.1.7, en incluant l'effet de l'effort tranchant. Lorsque la contrainte de traction dans le BFUP est inférieure à $f_{ctk,el}$, aucune vérification de l'ancrage n'est nécessaire.

(2) La capacité d'adhérence de l'ancrage à l'état-limite ultime vaut :

$$f_{bpd} = 0,5 \cdot \eta \delta f_{ctk,el}/\gamma_c \quad (8.212)$$

où

η est défini est défini dans le Tableau 6.201 de la présente norme

δ est défini en 7.3.4 (7) par l'Expression (7.213)

(3) Ne s'applique pas

(4) Inchangé

(5) Inchangé

(6) Inchangé

NF P18-710

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

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) 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. 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.

(5) Inchangé

(106) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

8.10.4 Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé

(5) Inchangé, y compris (105) de la norme NF EN 1992-2

(106) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

(107) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-2

(108) de la norme NF EN 1992-2 : Inchangé

8.10.5 Déviateurs

(1)P Inchangé

(2)P Inchangé

(3)P Inchangé

(4) Inchangé

9 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ÉLÉMENTS ET RÈGLES PARTICULIÈRES

9.1 Généralités

(1)P Inchangé

(2) Inchangé

(3) La condition de non fragilité doit être vérifiée afin d'empêcher une rupture fragile, de larges fissures et également pour résister à des efforts provenant d'actions gênées. La condition de non fragilité est supposée assurée si deux conditions sont respectées, une condition sur le matériau (voir (4)) et une condition sur la vérification des sections (voir (5)).

(103) de la norme NF EN 1992-2 : voir (3) ci-dessus

(4) Complément : le comportement du matériau BFUP est suffisamment ductile en traction, au sens où il doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{1}{w_{0,3}} \int_0^{w_{0,3}} \frac{\sigma(w)}{1,25} dw \geq \max(0,4 f_{ctm,el} ; 3\text{MPa}) \quad (9.201)$$

où $w_{0,3} = 0,3 \text{ mm}$

$f_{ctm,el}$ valeur moyenne de la limite d'élasticité en traction

$\sigma(w)$ contrainte caractéristique post-fissuration en fonction de l'ouverture de fissure w .

NOTE Cette condition est satisfaite pour les BFUP couverts par la présente norme (voir 1.1 (4)).

(5) Complément : les sections de la structure qui ne sont pas entièrement comprimées suite à un calcul élastique linéaire en utilisant le module d'Young E_{cm} et l'inertie non fissurée sous les combinaisons ELS, caractérisées par les torseurs ELS (N_i ; M_i), doivent satisfaire la condition suivante :

- si $M_i \neq 0$: le moment résistant $M_{Rd,i}$ calculé en section fissurée avec la loi de comportement ELU du matériau définie en 3.1.7.3 sous N_i concomitant doit être supérieur ou égal à $\text{Min}(M_{lin,i} ; 1,2 M_i)$ où le moment $M_{lin,i}$ correspond à l'atteinte d'une traction maximale $f_{ctk,el}$ avec un comportement élastique sous N_i .

- si $M_i = 0$, l'effort normal résistant $N_{Rd,i}$ calculé en section fissurée avec la loi de comportement ELU du matériau définie en 3.1.7.3 doit être supérieur ou égal à $\text{Min}(N_{lin,i} ; 1,2 N_i)$ où $N_{lin,i}$ correspond à l'atteinte d'une traction maximale $f_{ctk,el}$ avec un comportement élastique.

(6) Complément : lorsque la condition de non fragilité est vérifiée et que les sections sont vérifiées à l'ELU et l'ELS en ne comptant que sur l'apport des fibres, il est possible de ne pas mettre en place d'armature de béton armé. Lorsqu'il est indiqué la mention « inchangé » dans la présente section concernant une disposition constructive relative à une armature de béton armé, il convient de considérer que cette disposition constructive doit être respectée dans le cas où des armatures sont mises en place.

9.2 Poutres

9.2.1 Armatures longitudinales

9.2.1.1 Sections minimale et maximale d'armatures

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

(3) Inchangé

(4) Ne s'applique pas

NF P18-710

9.2.1.2 Autres dispositions constructives

(1) Pour une poutre formant une construction monolithique avec ses appuis, il convient de dimensionner la section sur appuis pour un moment fléchissant résultant de l'encastrement partiel d'au moins 0,15 fois le moment fléchissant maximal en travée, y compris lorsque des appuis simples ont été adoptés dans le calcul.

(2) Lorsque des armatures sont disposées aux appuis intermédiaires des poutres continues, il convient de répartir la section totale des armatures tendues A_s d'une section transversale en T sur la largeur participante de la membrure supérieure (voir 5.3.2). Une partie de ces armatures peut être concentrée au droit de l'âme (voir Figure 9.1).

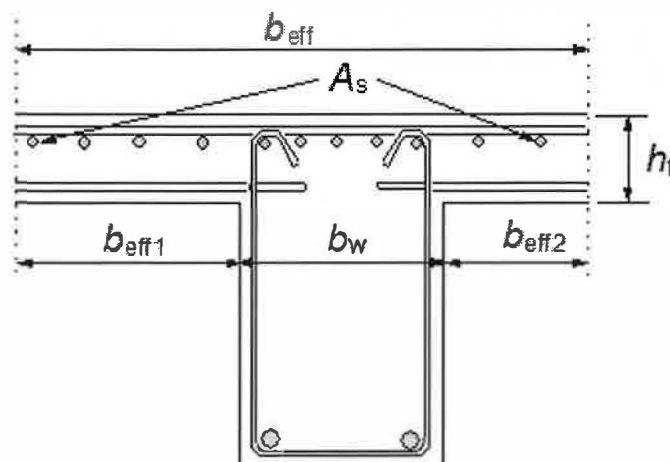


Figure 9.1 — Agencement des armatures tendues dans une section en T

(3) Inchangé

9.2.1.3 Décalage de la courbe des moments et épure d'arrêt des armatures

(1) Il convient, dans toutes les sections, de justifier d'un dimensionnement de la zone tendue qui tienne compte de l'interaction entre M_{Ed} et V_{Ed} due aux fissures inclinées dans les âmes et les membrures.

(2) L'effort de traction supplémentaire ΔF_{td} doit être calculé conformément à 6.2.1.6.

On peut aussi l'estimer en décalant la courbe enveloppe des moments d'une distance a_l , comme illustré sur la Figure 9.2.

Pour les éléments en BFUP avec ou sans armatures de flexion, mais sans armatures d'effort tranchant :

$$a_l = (z/2) (\cot\theta - \tan\theta) \quad (9.202)$$

Pour les éléments en BFUP armés en flexion et à l'effort tranchant :

$$a_l = \frac{z}{2} \frac{V_{Rd,s} (\cot\theta - \tan\alpha) + V_{Rd,f} (\cot\theta - \tan\theta)}{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}} \quad (9.203)$$

(3) Inchangé

(4) Inchangé

9.2.1.4 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(2) Inchangé

(3) Inchangé

NF P18-710

(4) Complément : En l'absence d'armatures, des dispositions constructives et d'exécution particulières doivent être justifiées pour assurer une bonne transmission des efforts entre l'élément horizontal et l'élément vertical, en tenant compte de l'effet des éventuels bridages.

NOTE En présence d'armatures, il peut être utile de consulter les compléments d'informations donnés dans le fascicule de documentation FD P18-717 concernant ce paragraphe.

9.2.1.5 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Complément : En l'absence d'armatures, des dispositions constructives et d'exécution particulières doivent être justifiées pour assurer une bonne transmission des efforts entre l'élément horizontal et l'élément vertical, en tenant compte de l'effet des éventuels bridages.

NOTE En présence d'armatures, il peut être utile de consulter les compléments d'informations donnés dans le fascicule de documentation FD P18-717 concernant ce paragraphe.

9.2.2 Armatures d'effort tranchant

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1 et (101) de la norme NF EN 1992-2 et son Annexe Nationale

(2) Inchangé

(3) Inchangé

(4) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(5) Ne s'applique pas

(6) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(7) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(8) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

9.2.3 Armatures de torsion

(1) Inchangé

(2) Ne s'applique pas

(3) Inchangé

(4) Inchangé

9.2.4 Armatures de peau

(1) Ne s'applique pas

9.2.5 Appuis indirects

(1) Inchangé

(2) Inchangé

NF P18-710

9.3 Dalles pleines

(1) Inchangé

9.3.1 Armatures de flexion

9.3.1.1 Généralités

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(4) Inchangé

9.3.1.2 Armatures dans les dalles au voisinage des appuis

(1) Inchangé

(2) Inchangé

9.3.1.3 Armatures d'angles

(1) Inchangé

9.3.1.4 Armatures de bords libres

(1) Inchangé

(2) Inchangé

9.3.2 Armatures d'effort tranchant

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

(3) Ne s'applique pas

(4) Inchangé

(5) Inchangé

9.4 Planchers-dalles

9.4.1 Dalle au droit des poteaux intérieurs

(1) Inchangé

(2) Ne s'applique pas

(3) Ne s'applique pas

9.4.2 Dalle au droit de poteaux de rive ou d'angle

(1) Inchangé

9.4.3 Armatures de poinçonnement

(1) Inchangé

(2) Ne s'applique pas

(3) Inchangé

(4) Inchangé

9.5 Poteaux

9.5.1 Généralités

(1) Inchangé

9.5.2 Armatures longitudinales

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(2) Ne s'applique pas

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(4) Inchangé

9.5.3 Armatures transversales

(1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(2) Inchangé

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(4) Inchangé

(5) Inchangé

(6) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

9.6 Voiles

9.6.1 Généralités

(1) Inchangé

9.6.2 Armatures verticales

(1) Ne s'applique pas

(2) Ne s'applique pas

(3) Inchangé

9.6.3 Armatures horizontales

(1) Ne s'applique pas

(2) Inchangé

9.6.4 Armatures transversales

(1) Ne s'applique pas

(2) Inchangé

NF P18-710

9.7 Poutres-cloisons

- (1) Ne s'applique pas
- (2) Inchangé, y compris (102) de la norme NF EN 1992-2 et son Annexe Nationale
- (3) Inchangé

9.8 Fondations

9.8.1 Semelles en tête de pieux

- (1) Inchangé
- (2) Inchangé
- (3) Si des armatures sont mises en place dans les semelles, il convient de concentrer les armatures principales de traction résistant aux effets des actions dans les zones tendues situées entre les pieux. Il convient de prévoir un diamètre minimal de barres $\Phi_{\min}$ pour les armatures éventuellement mises en place.

$\Phi_{\min} = 8$ mm pour les bâtiments

$\Phi_{\min} = 12$ mm pour les ponts

- (4) Inchangé
- (5) Inchangé

9.8.2 Semelles de fondation de poteaux ou de voiles

9.8.2.1 Généralités

- (1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1
- (2) Inchangé
- (3) Inchangé

9.8.2.2 Ancrage des barres

- (1) Inchangé
- (2) Inchangé
- (3) Inchangé
- (4) Inchangé
- (5) Inchangé

9.8.3 Longrines de redressement

- (1) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1
- (2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

9.8.4 Semelles de poteaux fondées au rocher

- (1) Ne s'applique pas
- (2) Ne s'applique pas

9.8.5 Pieux forés

- (1) Ne s'applique pas
- (2) Ne s'applique pas
- (3) Ne s'applique pas
- (4) Ne s'applique pas

9.9 Régions de discontinuités de géométrie ou d'action

- (1) Inchangé
- (2) P Inchangé

9.10 Chaînages

9.10.1 Généralités

- (1) P Inchangé
- (2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1
- (3) Inchangé

(4) Dans le calcul des chaînages, on peut supposer que les armatures travaillent à leur résistance caractéristique. Pour les BFUP de classe T2* et T3*, on peut supposer que le BFUP travaille à $\sigma_{Rd,f}$ définie en 6.2.1.4 (1) avec un coefficient partiel $\gamma_{cf} = 1,05$ et un facteur d'orientation K_{local} . Pour $\sigma_{Rd,f}$ utilisé dans les calculs de chaînages, il faut également retenir $\varepsilon^* = \varepsilon_{u,lim}$ pour les BFUP de classe T3* et $w^* = 0,3$ mm pour les BFUP de classe T2*. Pour les chaînages réalisés avec un BFUP de classe T1*, seule la capacité des armatures de béton armé est prise en compte.

Note Dans les cas où le BFUP est mobilisé dans des zones étendues où un défaut localisé sera sans conséquence, il est possible de calculer $\sigma_{Rd,f}$ avec K_{global} . La participation du BFUP aux chaînages est donnée par $A_t \cdot \sigma_{Rd,f}$, A_t étant l'aire transversale du tirant en BFUP continu. Cette aire est choisie conformément à ce qui est indiqué en 9.10.2.

Les armatures ou le BFUP sont capables de supporter les efforts de traction définis dans les paragraphes suivants.

- (5) Inchangé

9.10.2 Répartition des chaînages

9.10.2.1 Généralités

(1) Les chaînages sont supposés être constitués par des éléments en BFUP continus ou des armatures minimales, et pas par des éléments en BFUP ou des armatures supplémentaires venant s'ajouter à ceux exigés par l'analyse structurale.

9.10.2.2 Chaînages périphériques

- (1) Inchangé
- (2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1
- (3) Inchangé

9.10.2.3 Chaînages intérieurs

- (1) Inchangé

NF P18-710

(2) Inchangé

(3) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(4) Inchangé

(5) Inchangé

9.10.2.4 Chaînages horizontaux des poteaux et/ou des voiles

(1) Inchangé

(2) Inchangé, y compris ce qui figure dans l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1992-1-1

(3) Inchangé

9.10.2.5 Chaînages verticaux

(1) Inchangé

(2) Inchangé

(3) Inchangé

9.10.2.6 Continuité et ancrage des chaînages

(1)P Les chaînages dans deux directions horizontales doivent être effectivement continus et ancrés en périphérie de la structure. Dans le cas de chaînages réalisés en BFUP, des dispositions doivent être prises au-niveau des reprises de bétonnage et de la jonction entre les différents éléments pour assurer la continuité des efforts calculés dans les paragraphes précédents.

(2) Inchangé

(3) Inchangé

10 RÈGLES ADDITIONNELLES POUR LES ÉLÉMENTS ET LES STRUCTURES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON

Cette section ne s'applique pas.

NF P18-710

11 STRUCTURES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS

Cette section ne s'applique pas.

12 STRUCTURE EN BÉTON NON ARMÉ OU FAIBLEMENT ARMÉ

Cette section ne s'applique pas.

NF P18-710

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

Cette annexe ne s'applique pas.

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

Cette annexe ne s'applique pas.

NF P18-710

Annexe C
(normative)

Propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation de la présente norme

Cette annexe s'applique.

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

Cette annexe s'applique.

NF P18-710

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

Cette annexe ne s'applique pas.

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

Cette annexe ne s'applique pas.

NF P18-710

Annexe G
(informative)
Interaction sol-structure

Cette annexe s'applique.

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

Cette annexe s'applique.

NF P18-710

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

Cette annexe ne s'applique pas.

Annexe J (informative) Dispositions constructives pour des cas particuliers

L'annexe J de la norme NF EN 1992-1-1 ne s'applique pas.

Seule la partie J.104 de la norme NF EN 1992-2 s'applique et est adaptée au cas des BFUP comme suit :

J.104 Pressions localisées

J.104.1 Zones d'appui des ouvrages de génie civil

(101) Il convient de concevoir les zones d'appui des ouvrages de génie civil conformément aux règles définies dans la présente clause, en complément de celles définies en 6.5 et 6.7.

(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 et à 50 mm, mesurée dans la même direction

(103) L'effort maximal F_{Rdu} est donné en 6.7 (2).

(104) Il convient, pour éviter toute rupture de coin par glissement, de vérifier la capacité du BFUP tendu, et en complément éventuel 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.101. Les armatures éventuelles destinées à éviter la rupture de coin par glissement doivent être correctement ancrées.

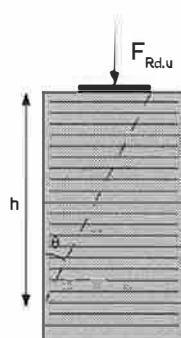


Figure J.101 — Schéma de rupture de coin par glissement

(105) Il convient de vérifier la capacité du BFUP tendu et des éventuelles armatures destinées à éviter toute rupture de coin par glissement (A_r) en s'assurant que l'inégalité suivante est vérifiée :

$$A_r f_{yd} + h.b.\sigma_{Rd,f} \geq F_{Rdu}/2 \quad (J.101)$$

b est la profondeur du spécimen, h est la hauteur définie dans la Figure J.101.

$\sigma_{Rd,f}$ est valeur moyenne de la résistance post-fissuration définie en 6.2.1.4 (1) calculée avec K_{local} . De plus, pour les BFUP de classe T1* et T2*, on calcule $\sigma_{Rd,f}$ en retenant $w^* = 0,3$ mm.

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 pour le calcul des zones d'ancrage, lorsque deux armatures de précontrainte ou plus sont ancrées. Le calcul des aciers se fait en général à l'ELU en prenant la force de précontrainte égale $\gamma_{p,unfav} \times P_{max}$ ($\gamma_{p,unfav} = 1,2$ en général) et les vérifications de contrainte se font à l'ELS caractéristique avec la force de précontrainte prise égale à P_{max} .

NF P18-710

(102) La distance minimale entre l'axe de la pièce d'ancrage et le bord du BFUP ainsi que la distance entre axes des pièces d'ancrage ne doivent pas être inférieures aux distances déterminées par le biais de l'essai de transfert de charge décrit à l'annexe S. La résistance en compression f_c du BFUP déterminée par des essais de compression ou par maturométrie doit vérifier :

$$f_c \geq f_{cm,0} + 3 \text{ MPa} \quad (\text{J.102})$$

$$f_c \geq f_{ck} + 6 \text{ MPa} \quad (\text{J.103})$$

$f_{cm,0}$ est la résistance minimale du BFUP attendue pour une mise en précontrainte totale déterminée conformément à l'annexe S.

f_{ck} est la résistance caractéristique requise pour le projet.

La résistance en traction du BFUP doit satisfaire :

$$f_{ct,el} \geq f_{ctm,el,0} + 0,5 \text{ MPa} \quad (\text{J.104})$$

Cette résistance en traction peut être déduite d'essais de traction directe ou d'essais de flexion 4 points, ou bien calculée à partir de la résistance en compression grâce à une méthode validée par des résultats expérimentaux.

Les armatures éventuelles destinées à prévenir tout écrasement et tout éclatement dans les zones d'ancrage sont déterminées à partir d'un prisme de BFUP 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 associée. 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 :

$$\frac{P_{\max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (\text{J.105})$$

où :

$P_{\max}$ est la force maximale appliquée à l'armature de précontrainte conformément à 5.10.2.1.

c , c' sont les dimensions du rectangle associé

NOTE Les dimensions c et c' doivent rester au moins égales aux dimensions du bloc d'essai défini conformément aux dispositions de l'annexe S.

$f_{ck}(t)$ est la résistance du BFUP au moment de la mise en tension

Le rectangle associé doit avoir approximativement le même rapport de forme que la plaque d'ancrage. Dans le cas d'un élément en BFUP, cette exigence est supposée satisfaite si :

$$0,8 \frac{a}{a'} \leq \frac{c}{c'} \leq 1,25 \frac{a}{a'}$$

En parallèle, l'ATE du procédé d'ancrage ou les essais menés en application de l'annexe S, peuvent éventuellement prescrire des conditions d'homothétie entre le rectangle associé et la plaque d'ancrage qui seraient plus restrictives que la condition indiquée.

Il convient que les rectangles associés aux pièces d'ancrage situées dans la même section demeurent à l'intérieur du BFUP et ne se chevauchent pas.

Le « prisme de première régularisation » représente de manière approximative le volume de BFUP 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 BFUP 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 $\delta = 1,2 \max(c, c')$.

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 BFUP.

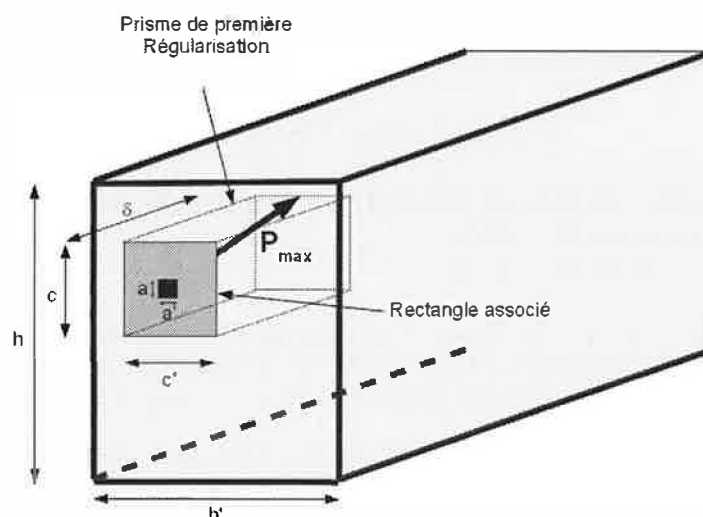


Figure J.102 — Prisme de première régularisation

(103) Il convient de vérifier que la section des armatures et la contribution des fibres sont suffisantes pour prévenir tout écrasement et tout éclatement dans chaque prisme de régularisation.

$$A_s \cdot f_{yd} + S_{fe} \cdot \sigma_{Rd,f} \geq P_{\max} \gamma_{p,unfav} [0,15\xi + \sin\alpha \cdot (\xi - 1)] \quad (J.106)$$

avec

A_s , section d'armature traversant le prisme de régularisation dans une direction donnée (vérification à faire dans les deux directions perpendiculaires)

S_{fe} , surface d'action des fibres, égale à $c \times c'$ dans le cas de la post-tension et égale à $e' \cdot l_{pt1}/4$ dans le cas de la pré-tension.

$P_{\max}$ est la force maximale appliquée au câble de précontrainte

f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé.

$\sigma_{Rd,f}$ est valeur moyenne de la résistance post-fissuration définie en 6.2.1.4 (1) calculée avec K_{local} . De plus, pour les BFUP de classe T1* et T2*, on calcule $\sigma_{Rd,f}$ en retenant $w^* = 0,3$ mm.

α est l'inclinaison du câble à l'ancrage, compté positivement si la composante tangentielle du câble est orientée vers le bord libre le plus proche et négativement si elle est orientée vers l'intérieur du bloc.

ξ est un facteur prenant en compte la distance d (voir aussi Figure J.103 ci-après) de l'ancrage au parement et son excentrement par rapport à la hauteur locale h de la pièce en BFUP au droit de l'ancrage.

$$\xi = \sqrt{\frac{2}{d \times \left(\frac{3}{h} + \frac{1}{c} \right)}} \geq 1 \quad (J.107)$$

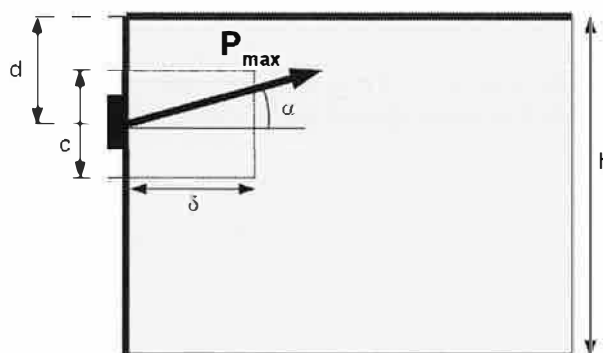


Figure J.103 — Prisme de première régularisation – vue longitudinale

Les armatures éventuelles sont à répartir dans chaque direction sur toute la longueur du prisme.

NF P18-710

Il convient également de vérifier que la section des armatures et la contribution des fibres proches de la surface au voisinage de la face chargée sont suffisantes, en vérifiant l'inégalité suivante :

$$A_s \cdot f_{yd} + S_{fs} \cdot \sigma_{Rd,f} \geq 0,03 P_{\max} \gamma_{p,unfav} \quad (J.108)$$

A_s , section d'armature proche de la surface au voisinage de la face chargée dans une direction donnée (vérification à faire dans les deux directions perpendiculaires)

S_{fs} , surface d'action des fibres, égale à $0,2 \times c \times c'$

La section A_s obtenue avec l'Expression (J.108) est à disposer au voisinage immédiat de l'ancrage, en complément de la section A_s obtenue avec l'Expression (J.106). De même, la résistance apportée par les fibres qui se traduit par le terme $\sigma_{Rd,f}$ ne peut pas être utilisée à la fois dans l'Expression (J.108) et dans l'Expression (J.106).

(104) Il convient de disposer le ferrailage minimal éventuel issu des essais décrits dans l'annexe S.

(105) La diffusion générale est illustrée par la Figure J.104 ci-après :

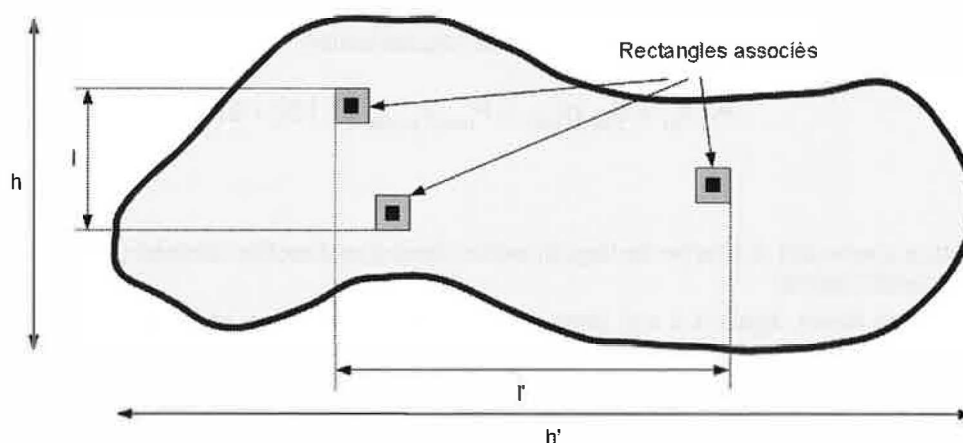


Figure J.104 — Diffusion générale

On considère la régularisation des efforts sur une longueur L_R dans le plan vertical et L_R' dans le plan horizontal (il est toutefois possible de prendre deux autres directions orthogonales).

L_R et L_R' sont calculés avec les Expressions suivantes :

$$L_R = \max(h-l; h/2) \quad (J.109)$$

$$L_R' = \max(h'-l'; h'/2) \quad (J.110)$$

Dans chaque direction de calcul (par exemple, la direction verticale), il convient de calculer les efforts sur des coupures situées à différentes positions, comme indiqué sur la Figure J.105 ci-après.

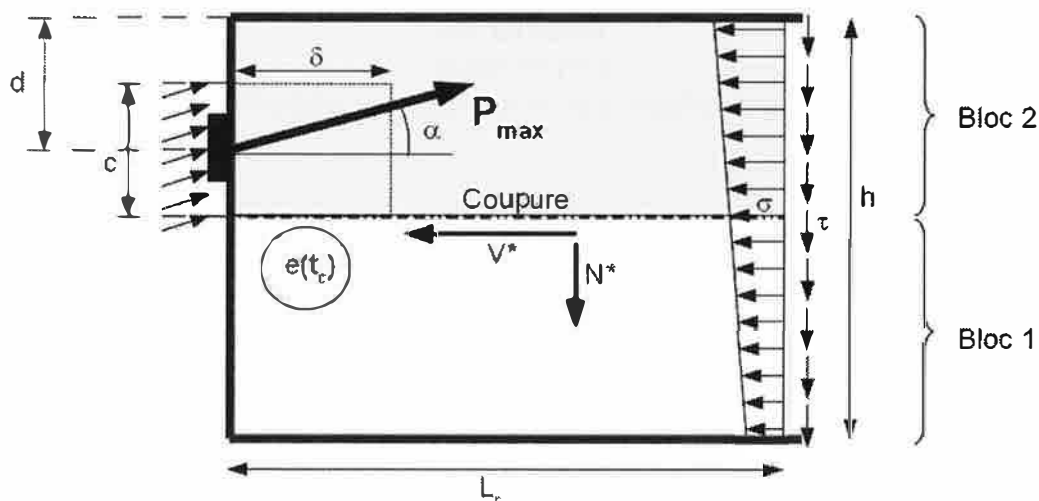


Figure J.105 — Calcul des efforts au niveau des plans de coupure

N^* et V^* sont les efforts exercés par le bloc 1 (partie située en dessous de la coupure) sur le bloc 2 (partie située au-dessus de la coupure).

Les contraintes moyennes σ^* et τ^* se déduisent des efforts N^* et V^* en divisant ces derniers par la surface de coupure soit :

$$\tau^* = \frac{V^*}{L_R \cdot e(t_c)} \quad (\text{J.111})$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{L_R \cdot e(t_c)} \quad (\text{J.112})$$

Les contraintes moyennes σ^* et τ^* , calculées à l'ELS caractéristique avec $F = P_{\max}$, doivent respecter la condition suivante :

$$|\tau|^* - \sigma^* \leq f_{ctk,el} \quad (\text{J.113})$$

La vérification des armatures et de l'efficacité des fibres s'effectuent à l'ELU en prenant $F = \gamma_{p,unfav} P_{\max}$.

Les armatures d'équilibre général A_s et les fibres doivent vérifier :

$$A_s \cdot f_{yd} + e(t_c) \cdot L_R \cdot \frac{2}{3} \sigma_{Rd,f} \geq (|V^*| - N^*)_{red} = (|V^*| - N^*) \min \left(1 ; 0,2 + 0,8 \sqrt{\frac{|\tau^*| - \sigma^*}{f_{ctk,el}}} \right) \quad (\text{J.114})$$

$\sigma_{Rd,f}$ est valeur moyenne de la résistance post-fissuration définie en 6.2.1.4 (1) calculée avec K_{global} . De plus, pour les BFUP de classe T1* et T2*, on calcule $\sigma_{Rd,f}$ en retenant $w^* = 0,3$ mm.

NF P18-710

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

Cette annexe s'applique.

Annexe LL
(informative)
Éléments de plaque en béton

Cette annexe s'applique.

NF P18-710

Annexe MM
(informative)
Effort tranchant et flexion transversale

Cette annexe s'applique.

Annexe NN
(informative)

Etendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour les vérifications à la fatigue

Cette annexe ne s'applique pas.

NF P18-710

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

Cette annexe s'applique.

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

Cette annexe ne s'applique pas.

NF P18-710

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

(101) La maîtrise de la fissuration des âmes par cisaillement est assurée par la limitation des contraintes selon les formules suivantes :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,35 f_{ctk,el} \left[f_{ctk,el} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \quad (QQ.1)$$

et

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{ctk,el}}{f_{ck}} \left[0,6 f_{ck} - \sigma_x - \sigma_t \right] \left[f_{ctk,el} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \quad (QQ.2)$$

τ contrainte de cisaillement

σ_x et σ_t désignent respectivement les contraintes longitudinales et verticales.

Ces contraintes résultent d'un calcul élastique à partir du torseur des efforts à l'ELS.

Cumul de l'effort tranchant et de la torsion :

Dans le cas d'une section pleine ou d'une section creuse à paroi épaisse, il est possible de retenir comme contrainte de cisaillement à l'ELS un cumul quadratique des contraintes apportées par la torsion et par l'effort tranchant: $\tau^2 = \tau_{tors}^2 + \tau_{tranch}^2$

Dans le cas d'une section creuse à paroi mince, il convient de retenir un cumul algébrique :

$$\tau = \tau_{tors} + \tau_{tranch} \quad (QQ.3)$$

Annexe R **(normative)**

Calcul du comportement au feu des BFUP

R.1 Généralités

Lorsque l'action du feu est à prendre en compte dans le projet selon un scénario donné, elle est déterminée par référence au 2.2 de la norme NF EN 1992-1-2 et les critères de résistance, étanchéité et isolation (R, E, I) attendus pour l'élément en BFUP sont spécifiés avec la durée associée par référence au 2.1 de la norme NF EN 1992-1-2.

La justification de la stabilité au feu est réalisée :

- soit par essai à l'échelle 1 représentatif du scénario de feu avec le chargement concomitant ;
- soit par modélisation thermomécanique selon des principes de calcul analogues à ceux de la norme NF EN 1992-1-2 hors méthodes tabulées. Dans ce cas, les propriétés physiques et mécaniques nécessaires sont déterminées conformément au 5.5.6 de la norme NF P18-470.

Comme l'indique la norme NF P18-470, la maîtrise de l'éclatement sous l'action du feu, généralement basée sur l'incorporation d'une teneur suffisante en fibres de polypropylène, ne constitue pas une propriété intrinsèque du matériau et doit être vérifiée expérimentalement sur un élément ou composant représentatif (en géométrie et en charge) de la structure réelle vis-à-vis du scénario de feu considéré. L'essai est validé si les pertes de matière (réduction de section) éventuelles restent compatibles avec la justification de la stabilité au feu.

Dans le cas d'études préliminaires ou de projet, et en l'absence d'essais ou de carte d'identité, on pourra faire les hypothèses suivantes :

- évolution de la résistance en compression, du module d'Young et de la dilatation thermique avec la température identiques à celles des bétons de classe 2 au sens de la norme NF EN 1992-1-2.
- évolution du comportement en traction : pour $f_{ctk,el}$ diminution de 0 % à 80°C, de 40 % à 150°C, de 55 % à 750°C et de 100 % à 1000 °C. Pour la partie post-fissuration de la courbe, diminution de 0 % à 80 °C et de 100 % à 450°C.

NF P18-710**Annexe S**
(normative)**Adaptation de la procédure d'agrément technique européen aux ancrages de précontrainte utilisés dans un BFUP****S.1 Généralités**

(1) Pour un ancrage possédant déjà un agrément technique européen selon l'ETAG013 [ETAG,02], que l'on souhaite utiliser dans une structure BFUP, il faut vérifier la capacité de cet ancrage à transférer son effort au BFUP. La présente annexe propose ici des tests de transfert adaptés, basés sur des essais réels.

Cette annexe ne s'applique qu'aux ancrages mécaniques, elle ne s'applique pas aux ancrages par adhérence.

S.2 Procédure d'essais**S.2.1 Nombre d'essais**

(1) Etant donné la dispersion des résultats, chaque taille d'ancrage ou de coupleur doit être testée 3 fois avec le BFUP avec lequel on souhaite l'utiliser.

Contrairement à l'ETAG013, l'interpolation entre les tailles testées n'est pas autorisée en raison de probables effets d'échelle.

Ces trois tests de transfert valident donc un couple ancrage (ou coupleur) de taille donné associé à un BFUP donné.

S.2.2 Description de l'essai

(1) Le corps d'épreuve est schématisé sur la Figure S.1. Il doit contenir les composants d'ancrage et l'armature de frettage éventuelle qui seront noyés dans l'élément de BFUP. Cet assemblage doit être conforme à l'application prévue et aux spécifications du fabricant.

Le corps d'épreuve doit être un bloc prismatique en béton, testé en compression axiale. Sa section de béton, égale à $A_c = a \cdot b$ doit correspondre à la section minimale en compression axiale pour le câble en question et pour le BFUP spécifié.

La hauteur h du bloc doit représenter au moins le triple de la plus grande des deux dimensions transversales a ou b (voir Figure B.3.1.1.). La hauteur de la partie inférieure du bloc, non armée, doit être au moins de $0,5h$.

Le béton du bloc doit correspondre exactement au BFUP qui sera utilisé avec l'ancrage. Le traitement thermique éventuel, la cure, la maturation doivent être représentatifs des applications envisagés. Les prismes moulés pour la détermination de la résistance en compression et en traction du BFUP doivent être exécutés dans les mêmes conditions.

De même, pour être le plus possible représentatif de l'écoulement du BFUP autour de l'ancrage, le bloc devra être coulé horizontalement.

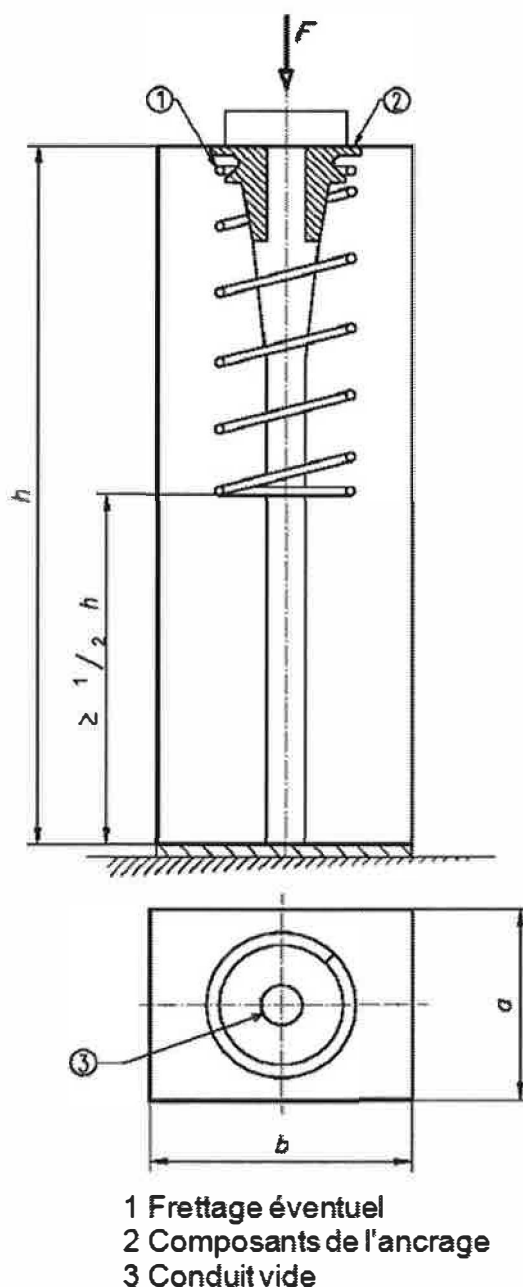


Figure S.1 — Corps d'épreuve pour l'essai de transfert de charge

(2) Le corps d'épreuve est monté sur une installation ou une machine d'essai étalonnée. La charge doit être appliquée au bloc sur une zone simulant les conditions de charge sur un ancrage complet.

La charge est augmentée par étapes : $0,2 F_{pk}$, $0,4 F_{pk}$, $0,6 F_{pk}$ et $0,8 F_{pk}$ (voir Figure S.2). Une fois la charge de $0,8 F_{pk}$ atteinte, au moins dix cycles lents de charge doivent être effectués entre $0,8 F_{pk}$ et $0,12 F_{pk}$ (limites de charge maximale et minimale, respectivement). Le nombre nécessaire de cycles de charge dépend de la stabilisation des enregistrements de déformations et de largeurs de fissures, décrites ci-après. Après les chargements cycliques, la charge est montée de façon continue jusqu'à rupture.

Lors des chargements cycliques, les mesures doivent être prises avec la charge minimale et la charge maximale, pendant plusieurs cycles, afin de déterminer si une stabilisation satisfaisante des déformations et des largeurs de fissures a été atteinte. Le chargement cyclique doit être poursuivi pendant n cycles jusqu'à ce que la stabilisation soit satisfaisante (voir partie 2.3). La Figure S.2 montre la séquence de chargements et de mesures.

NF P18-710

A la date de l'essai final de rupture, la résistance moyenne en compression du béton ainsi que la résistance moyenne en traction du bloc doivent être les suivantes :

$$f_{cm,e} \leq f_{cm,0} + 15 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,el,e} \leq f_{ctm,el,0} + 1 \text{ MPa}$$

$f_{cm,e}$ est déterminé à l'aide de 3 éprouvettes testées en compression

$f_{ctm,el,e}$ est déterminé soit grâce à 3 éprouvettes testées en traction directe, soit grâce à 3 prismes testés en flexion 4 points (voir annexe D de la NF P18-470)

$f_{cm,0}$ est la résistance en compression moyenne du BFUP requise pour pouvoir tendre le câble de précontrainte à la tension maximale autorisée

$f_{ctm,el,0}$ est la limite élastique en traction moyenne du BFUP requise pour pouvoir tendre le câble de précontrainte à la tension maximale autorisée.

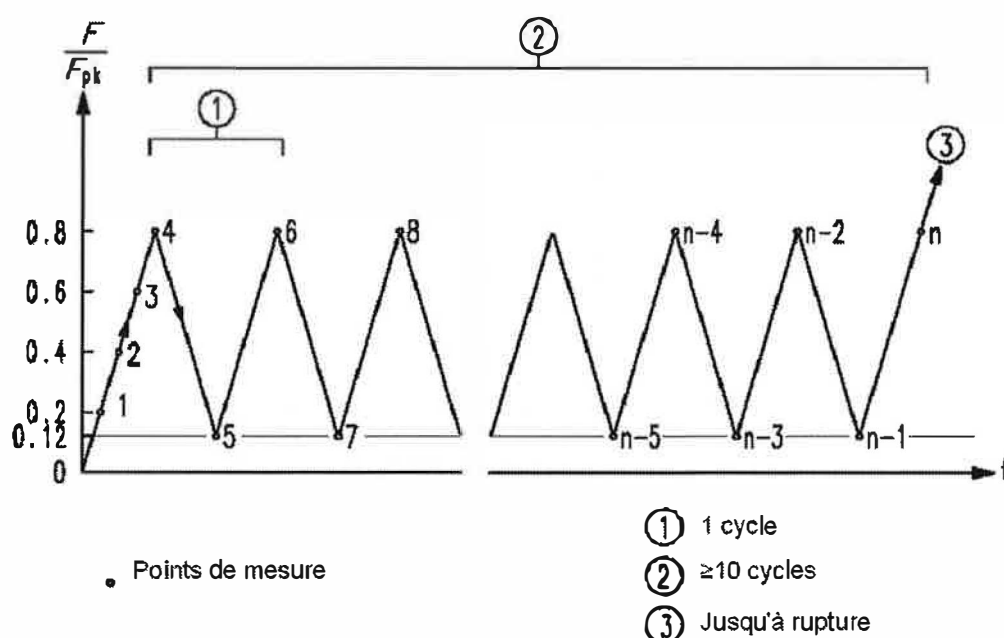


Figure S.2 — Procédure pour l'essai de transfert de charge

(3) On peut considérer que les largeurs de fissures sont stabilisées lorsque, sous la charge maximale, elles satisfont à :

$$w_n - w_{n-4} \leq 1/3 (w_{n-4} - w_0), n \geq 10 \quad (\text{S.1})$$

ou

$$w_n \leq 0,1 \text{ mm} \quad (\text{S.2})$$

Les déformations longitudinales et transversales sont considérées stabilisées lorsqu'elles satisfont à :

$$\varepsilon_n - \varepsilon_{n-4} \leq 1/3 (\varepsilon_{n-4} - \varepsilon_0), n \geq 10 \quad (\text{S.3})$$

La Figure S.3 donne des indications complémentaires pour plus de précisions sur l'évaluation des critères de stabilisation.

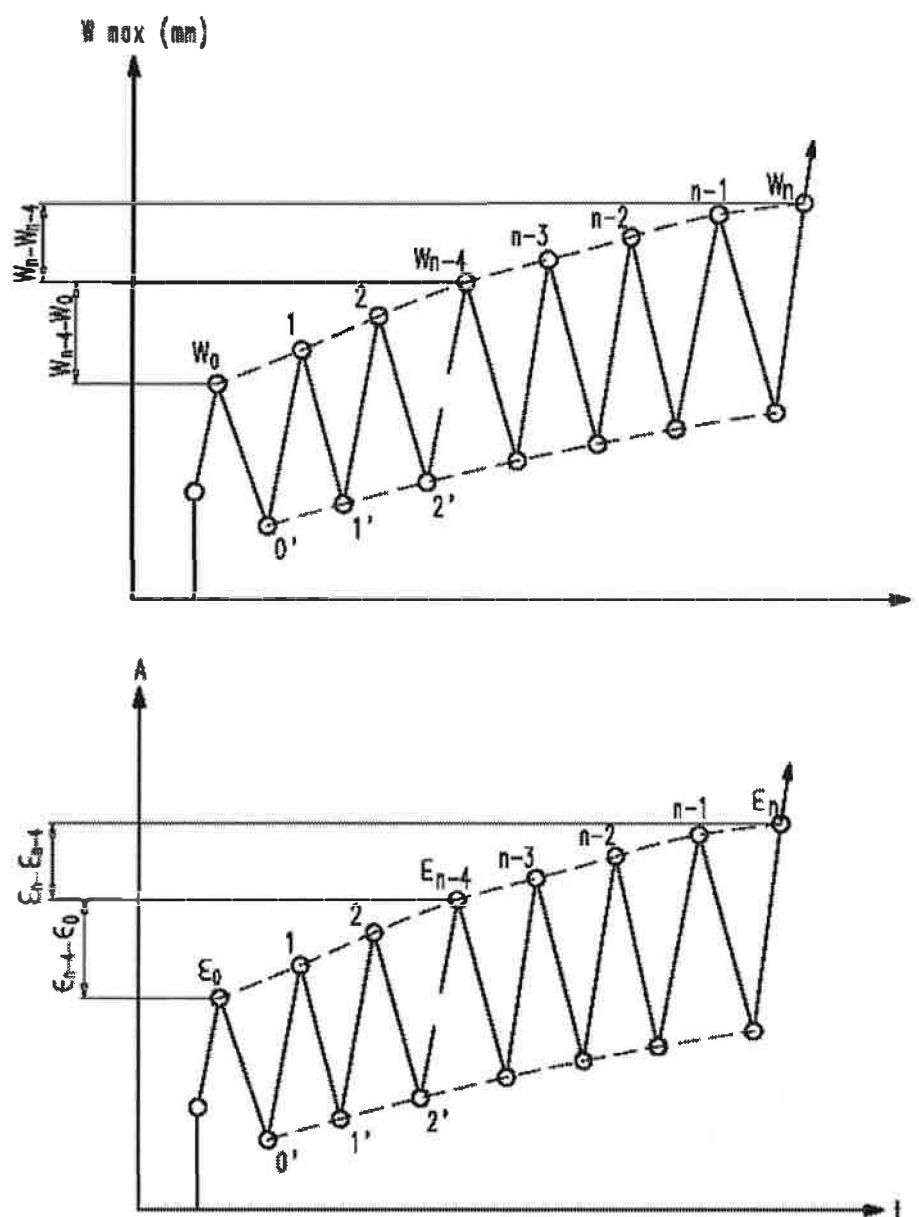


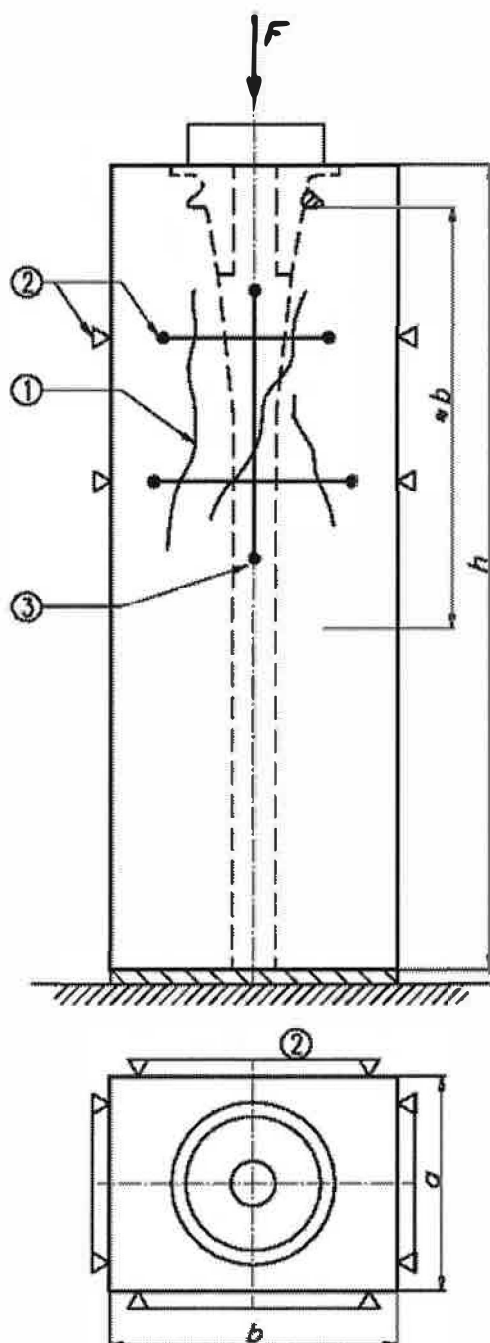
Figure S.3 — Evaluation de la stabilisation des déformations et des largeurs de fissures

(4) Les mesures et observations à effectuer et à relever sont les suivantes :

- vérification de la conformité des composants aux spécifications (matériaux, usinage, géométrie, dureté, etc.) ;
- déformation longitudinale et transversale du béton sur les quatre faces latérales du bloc (si impossibilité, il convient d'instrumenter au moins 3 faces : la surface non coffrée, la surface latérale et la surface inférieure lors du coulage), dans la zone où l'effet d'éclatement est maximal, avec les charges maximale et minimale, en fonction du nombre de cycles de charge ;
- formation, largeur et développement des fissures sur les faces latérales du bloc, comme mentionné ci-avant ;
- inspection visuelle ou mesure de la déformation des composants d'ancrage en contact avec le béton ;
- emplacement et mode de rupture ;
- force ultime F_u ;

La Figure S.4 montre schématiquement la disposition des jauges ou extensomètres pour la mesure des déformations sur chaque côté du bloc, etc.

NF P18-710



1 Fissures

2 Mesure de ε_l

3 Mesure de ε_v (longueur de base $\approx 0,6$ à $0,8 b$)

Figure S.4 — Instrumentation pour l'essai de transfert de charge

(5) Les critères d'acceptation sont les suivants :

Largeurs de fissures maximales w :

- en atteignant pour la première fois la charge maximale de 80 % de la résistance caractéristique de l'armature de précontrainte, largeur 0,15 mm au plus ;
- en atteignant pour la dernière fois la charge minimale de 12 % de la résistance caractéristique de l'armature de précontrainte, largeur 0,15 mm au plus ;

- en atteignant pour la dernière fois la charge maximale de 80 % de la résistance caractéristique de l'armature de précontrainte, largeur 0,25 mm au plus.

Les enregistrements des fissures longitudinales et transversales doivent se stabiliser pendant le chargement cyclique (critère à vérifier si les fissures observées dépassent 0,10 mm).

Les enregistrements des déformations longitudinales et transversales doivent se stabiliser pendant le chargement cyclique.

La force ultime mesurée doit vérifier :

$$F_u \geq 1,3 F_{pk} (f_{cm,e}/f_{cm,0}) \max(f_{ctm,e}/f_{ctm,0}; 1) \quad (S.4)$$

S.3 Application à la structure

(1) Pour appliquer le résultat des essais à la structure, les dimensions a et b du bloc sont corrigées pour tenir compte d'un effet de bord favorable à proximité des parois du coffrage (les fibres s'orientent parallèlement au plan du coffrage). On introduit donc les dimensions a' et b' de la structure définies comme suit :

$$a' = a + 0,6 \cdot L_f \quad (S.5)$$

$$b' = b + 0,6 \cdot L_f \quad (S.6)$$

où L_f est la longueur des plus longues fibres

De ces dimensions de référence a, b et a' et b', les entraxes minimaux x et y des ancrages dans l'ouvrage sont déduits de la façon suivante :

$$A_c = x \cdot y = a' \cdot b' \quad (S.7)$$

$$x \geq 0,85 a' \quad (S.8)$$

$$y \geq 0,85 b' \quad (S.9)$$

Les distances au bord minimales x_b et y_b dans l'ouvrage sont déduites de la façon suivante :

$$x_b \cdot y_b = (a \cdot b)/4 \quad (S.10)$$

$$x_b \geq 0,85 a/2 \quad (S.11)$$

$$y_b \geq 0,85 b/2 \quad (S.12)$$

NF P18-710

Annexe T (informative)

Valeurs indicatives de caractéristiques du BFUP

T.1 Généralités

(1) La présente annexe a pour objectif de donner des valeurs indicatives de caractéristiques du BFUP qu'il est possible d'utiliser pour faire des calculs de structure au stade des études préliminaires ou de projet, autres que celles d'exécution, en l'absence de carte d'identité et/ou de résultats d'essais sur le matériau qui sera effectivement utilisé dans l'ouvrage.

T.2 Caractéristiques mécaniques

(1) Les valeurs indicatives des principales caractéristiques mécaniques sont données dans le tableau ci-dessous. Concernant le comportement en traction, dans une première approche, on peut considérer un BFUP de classe T2 pour les éléments épais et de classe T3 pour les éléments minces.

Tableau T.1 — Valeurs indicatives de caractéristiques du BFUP

Module d'Young E_{cm}	45 - 65 GPa
Résistance caractéristique en compression f_{ck}	150 - 200 MPa
Résistance moyenne en compression f_{cm}	160 - 230 MPa
Limite d'élasticité caractéristique en traction $f_{ctk,el}$	7,0 - 10,0 MPa
Limite d'élasticité moyenne en traction $f_{ctm,el}$	8,0 - 12,0 MPa
Résistance caractéristique post-fissuration f_{ctfk}	6,0 - 10,0 MPa
Résistance moyenne post-fissuration f_{ctfm}	7,0 - 12,0 MPa
Facteur d'orientation des fibres global K_{global}	1,25
Facteur d'orientation des fibres local K_{local}	1,75
Coefficient linéaire de dilatation thermique	11 $\mu\text{m}/\text{m}/^{\circ}\text{C}$
Longueur L_f	12 - 20 mm

La loi en traction pouvant être retenue pour les éléments épais est la loi conventionnelle donnée en 3.1.7.3.2 (1), en retenant $w_{pic} = 0,3 \text{ mm}$.

Il est possible de retenir $f_{ctf1\%,k} = 0,8 f_{ctfk}$

La loi en traction pouvant être retenue pour les éléments minces est la loi conventionnelle n°2 donnée en 3.1.7.3.3 (1), en retenant une valeur $\epsilon_{u,lim} = \epsilon_{lim} = 5,0 \text{ ‰}$.

T.3 Retrait et fluage

(1) Pour le retrait, les valeurs indicatives suivantes peuvent être utilisées, dans un environnement d'humidité relative moyenne de l'ordre de 50 à 70 % :

- pour un BFUP de type STT, retrait endogène d'amplitude finale 550 $\mu\text{m}/\text{m}$ et retrait de dessiccation d'amplitude finale 150 $\mu\text{m}/\text{m}$
- pour un BFUP de type TT1, amplitude totale du retrait de 550 $\mu\text{m}/\text{m}$
- pour un BFUP de type TT2 ou TT1+2, amplitude totale du retrait de 550 $\mu\text{m}/\text{m}$, le retrait étant achevé à la fin du traitement thermique.

(2) Pour le fluage, les valeurs indicatives suivantes peuvent être utilisées :

- pour un BFUP de type STT, coefficient de fluage de 0,8 ou 1,0 si les charges sont appliquées au jeune âge
- pour un BFUP de type TT1, coefficient de fluage de 0,4 pour les charges appliquées après l'étuvage

- pour un BFUP de type TT2 ou TT1+2, coefficient de fluage de 0,2 pour les charges appliquées après le traitement thermique.

(3) L'évolution du retrait et du fluage peut être décrite en utilisant les modèles de l'annexe B de la norme NF EN 1992-2, moyennant une calibration des amplitudes et coefficients liés à la cinétique en application du paragraphe B.104 de la NF EN 1992-2. En l'absence d'autres informations on pourra utiliser les valeurs indicatives suivantes :

Retrait endogène (BFUP STT ou TT1)

Pour $\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1$:

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0 \quad (T.1)$$

Pour $\frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1$:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca} \left[1 - e^{-\frac{t}{\tau_{ca}}} \right] 10^{-6} \quad (T.2)$$

Avec β_{ca} compris entre 300 et 600 $\mu\text{m}/\text{m}$, τ_{ca} de l'ordre de 100 jours

Retrait de dessiccation (BFUP STT ou TT1)

Pour $t < t_s$ et des humidités relatives de l'environnement inférieures ou égales à 80 %

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K[80 - RH](t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} \cdot h_0^2} \quad (T.3)$$

Avec β_{cd} compris entre 0,003 et 0,01 jours/ mm^2 , K de l'ordre de 5, RH : humidité relative de l'environnement ambiant (%), t_s : âge du béton au début de la dessiccation (jours), h_0 : rayon moyen de la section transversale (mm)

Pour $t < t_s$ ou des humidités relatives de l'environnement supérieures à 80 %, $\varepsilon_{cd}(t) = 0$.

Fluage propre (BFUP STT ou TT1)

La loi de fluage propre pour les BFUP STT ou TT1 est donnée par l'Expression suivante :

$$\varphi_b(t, t_0) = \beta_{bc1} \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \quad (T.4)$$

Avec t_0 : âge du béton au moment du chargement (jours) ;

Les valeurs des différents paramètres sont données par les Expressions suivantes :

$$\beta_{bc} = \beta_{bc2} e^{2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}} \quad (T.5)$$

$$\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} \quad (T.6)$$

NF P18-710

Les valeurs des coefficients β_{bc1} et β_{bc2} sont : $\beta_{bc1} = 1,5$ à $2,5$ et $\beta_{bc2} = 0,7$

Fluage propre (BFUP TT2 ou TT1+2, chargement appliqué après traitements thermiques)

$$\varphi_b(t, t_0) = \beta_{bc3} \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 10} \quad (T.7)$$

Avec t_0 : âge du béton au moment du chargement (jours)

La valeur du coefficient β_{bc3} est : $\beta_{bc3} = 0,2$ à $0,5$

Fluage de dessiccation

Pour des humidités relatives de l'environnement inférieures ou égales à 80 %

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (T.8)$$

Avec :

φ_{d0} compris entre 20 et 50 pour un BFUP STT ou TT1,

φ_{d0} de l'ordre de 20 pour un BFUP TT2 ou TT1+2 chargé après application des traitements thermiques

Pour des humidités relatives de l'environnement supérieures à 80 %, $\varepsilon_{cd}(t) = 0$.

Annexe U
(normative)
Calcul des structures en BFUP pour leur résistance aux séismes

U.1 Généralités

(1) Les dispositions générales de l'Eurocode 8 sont applicables.

NOTE Les dispositions générales sont les articles 1, 2, 3, 4 et 10 de la norme NF EN 1998-1 et son Annexe Nationale et les articles 1, 2, 3 et 4 de la norme NF EN 1998-2 et son Annexe Nationale. Lorsqu'il est fait renvoi à l'Eurocode 2 dans ces parties, pour le calcul des structures en BFUP pour leur résistance au séisme, il convient de se référer à la présente norme. Lorsque des paragraphes de l'Eurocode 8 sont en contradiction ou se superposent avec U.1 (4) et U.1 (5) de la présente annexe, ce sont les dispositions de U.1 (4) et U.1 (5) qui s'appliquent.

(2) Les paragraphes des normes NF EN 1998-1 et NF EN 1998-2 et de leur Annexe Nationale traitant des dispositions constructives relatives aux armatures ne s'appliquent pas aux éléments constitués de BFUP ou comportant du BFUP.

(3) L'action sismique est définie conformément à la norme NF EN 1998-1 et son Annexe Nationale ou à la norme NF EN 1998-2 et son Annexe Nationale.

NOTE La valeur de l'accélération de calcul a_gS est fixée par l'administration française.

(4) Si des éléments d'une structure, constitués de BFUP ou comportant du BFUP, font partie du système résistant aux actions sismiques, sans justification de ductilité, la structure doit être justifiée en supposant un comportement élastique de celle-ci. La détermination des sollicitations sismiques peut être effectuée par analyse modale spectrale en prenant un coefficient de comportement q égal à 1,0 et le coefficient d'amortissement visqueux ξ égal à 2,0 %. Pour la définition de la rigidité on considère l'inertie brute (non fissurée). Les efforts ainsi déterminés doivent rester inférieurs aux efforts résistants calculés avec les lois de comportement ELU affectées des coefficients partiels matériau γ sismiques, donnés ci-dessous. Les déplacements sont à ré-évaluer en tenant compte de la fissuration des différents éléments suivant le niveau des sollicitations atteintes.

Tableau U.1 — Coefficients partiels matériau sismiques

Matériau	Notation	ELU Sismique
BFUP comprimé	γ_c	1,3
BFUP tendu	γ_{ct}	1,2
Armatures	γ_s	1,0

(5) Si des éléments d'une structure, constitués de BFUP ou comportant du BFUP, font partie du système résistant aux actions sismiques, pour justifier celle-ci avec un comportement ductile, ductilité limitée (DCL) ou ductilité moyenne (DCM), ces éléments sismiques primaires doivent être capables de supporter des sollicitations cycliques alternées dans leur domaine plastique, correspondant à la demande de ductilité. Cette démonstration de ductilité doit se baser sur des expérimentations représentatives du fonctionnement des éléments (matériaux, dimensions, sollicitations, conditions aux limites). L'analyse sismique sera alors conduite sur la base des résultats d'essais et en y intégrant les coefficients partiels matériau γ sismiques.

NOTE Pour que l'élément puisse être considéré ductile la relation force-déplacement doit présenter un palier significatif de la force résistante et assurer une dissipation d'énergie hystérétique sur au moins 5 cycles de déformation complets jusqu'au déplacement ultime correspondant à la demande de ductilité visée, sans diminution de plus de 20 % de la résistance ultime de l'élément.

NF P18-710**Annexe V
(informative)
Calculs avancés****V.1 Maîtrise des effets combinés de chargement et de déformations imposées**

(1) La modélisation du BFUP au jeune âge peut être destinée à maîtriser :

- les élévations de température lors de la prise, et leurs effets géométriques, chimiques et mécaniques induits
- le risque de fissuration par combinaison des charges et déformations ou déformations différentielles gênées.

Dans ce cadre les effets structurels du retrait doivent être pris en compte et superposés aux effets thermiques et le cas échéant à celui des charges mécaniques. La valeur probable des effets structurels des déformations thermiques et viscoélastiques est à prendre en compte tant pour la détermination de l'état en fin de construction et au temps infini, que pour les vérifications des déformations et des efforts dans la structure lors des phases d'exécution.

(2) L'analyse doit couvrir les étapes s'étendant de la prise du BFUP au décoffrage et à la manutention éventuelle, jusqu'à l'application des charges permanentes définitives. Le calcul thermique nécessite la connaissance d'une courbe maîtresse de dégagement de chaleur, et un recalage souvent nécessaire de la durée de la période dormante selon la température. Le calcul mécanique nécessite principalement une donnée fiable concernant l'augmentation du module au jeune âge en fonction de l'état d'hydratation atteint, et une donnée fiable en termes de retrait, qui suppose qu'une dessiccation précoce ne vient pas augmenter l'amplitude de cette déformation par un retrait hydrique agissant sur un matériau incomplètement structuré. Ces données dépendent de façon importante du BFUP considéré. La norme NF P 18-470 donne des indications sur la détermination expérimentale de ces paramètres.

V.2 Utilisation des modèles aux éléments finis pour le calcul d'ouvrages en BFUP**V.2.1 Calcul supposant un comportement linéaire du BFUP**

(1) Le calcul aux éléments finis est susceptible d'être utilisé pour le calcul des structures en BFUP lorsque ces dernières adoptent une géométrie « complexe » éloignée des structures usuelles permettant l'application directe de la résistance des matériaux sous-jacente aux formules et vérifications de la présente norme. Les éléments finis permettent aussi une analyse détaillée des zones d'introduction d'efforts importants et concentrés, ou des analyses de stabilité d'éléments élancés complexes.

L'emploi de modèles élastiques linéaires pour l'analyse aux éléments finis ne soulève pas de problèmes spécifiques, si ce n'est la nécessité, pour des pièces minces, de porter une attention particulière à la discrétisation spatiale en évitant les éléments mal conditionnés à cause du rapport de leurs dimensions.

Dans le cas de pièces en BFUP sans armatures de béton armé, le recours éventuel à une méthode de calcul bielles-tirants nécessite impérativement la connaissance de l'orientation réelle des contraintes principales de compression traction avant fissuration (notamment au travers d'une modélisation aux éléments finis élastique linéaire) de façon à définir un modèle bielle tirant cinématiquement compatible avec les déformations dans la structure avant fissuration.

V.2.2 Calculs non linéaires

(1) Des modèles de comportement continus non-linéaires, ou des modèles non linéaires avec représentation explicite de fissures discrètes, permettent d'analyser par des calculs aux éléments finis non linéaires des pièces en BFUP de géométrie complexes au-delà de la fissuration. Il est admis de les utiliser en complément ou en alternative aux méthodes de la présente norme basées sur des analyses de poutres, de grill de poutres, des méthodes plastiques de plaques et des méthodes bielles-tirants, dans les limites suivantes :

- il doit être tenu compte de façon conservative de l'anisotropie et de l'hétérogénéité spatiale du comportement post-fissuration, induites par la distribution et l'orientation des fibres dans l'ouvrage, compte tenu de la mise en œuvre du BFUP ;

- le comportement non-linéaire adopté dans le calcul, éventuellement basé dans les différentes directions et parties d'ouvrages sur une prévision de la distribution et de l'orientation des fibres issue de modélisations d'écoulements, doit être compatible avec la présente norme et la norme NFP 18-470, être utilisé comme référence pour la spécification du BFUP et servir de base à l'acceptation du matériau lors des épreuves d'étude, de convenance et des contrôles ;
- la limite de validité en déformation du modèle utilisé doit avoir été calibrée par référence au fonctionnement effectivement constaté expérimentalement d'ouvrages similaires à celui faisant l'objet du calcul ;
- toute justification par un modèle non linéaire doit être accompagnée d'une analyse détaillée de la sensibilité des principaux résultats du calcul aux hypothèses adoptées.

V.3 Calcul au choc

(1) Lorsque l'ouvrage en BFUP est soumis à des charges de calcul de type choc, impact ou explosion, il peut être tenu compte de l'augmentation de résistance en compression et en traction du matériau, y compris post-fissuration, mise en évidence expérimentalement jusqu'à des vitesses de déformation de l'ordre de 1 s^{-1} . Cette prise en compte est admise, que la justification soit menée dans le cadre d'un calcul dynamique non linéaire ou de méthodes simplifiées (assimilation de l'ouvrage à un oscillateur, par exemple).

En première approximation lors d'études préliminaires de projet, la valeur indicative d'augmentation de la résistance en traction de $+1 \text{ MPa/ u.log.10}$ (vitesse de déformation) peut être utilisée.

Lors de phases d'études plus détaillées dans lesquelles le comportement au choc est critique, le comportement en traction et en compression à haute vitesse du BFUP pourra être calibré sur des données d'études ou issues de la carte d'identité du matériau. La norme NF P 18-470 « BFUP : spécification, performance, production et conformité » donne des indications sur cette identification expérimentale.

V.4 Calcul de structures mixtes comprenant du BFUP

(1) Le calcul d'une structure mixte comprenant du BFUP associé à d'autres matériaux (acier, bois, béton ordinaire, composites...) utilise les règles de la présente norme pour justifier la partie de l'ouvrage constituée de BFUP, en adoptant des hypothèses de connexion entre les parties cohérentes avec le type de connexion prévu et ses modalités d'exécution. Le cas échéant, il est tenu compte du retrait gêné du BFUP lié à cette connexion.

Le calcul général des efforts est fait en supposant un comportement élastique des composants, tenant compte pour le BFUP d'une rigidité éventuellement diminuée selon le niveau des déformations irréversibles attendues.

